



Investigations expérimentales des effets de la microstructure sur le comportement des milieux granulaires et sur l'instabilité de liquéfaction

Mohamed Aris

► To cite this version:

Mohamed Aris. Investigations expérimentales des effets de la microstructure sur le comportement des milieux granulaires et sur l'instabilité de liquéfaction. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Aix Marseille Université, 2012. Français. NNT : . tel-01337567

HAL Id: tel-01337567

<https://hal.science/tel-01337567>

Submitted on 27 Jun 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Université de la Méditerranée (Aix-Marseille II)

Ecole Doctorale Sciences Pour l'Ingénieur : Mécanique, Physique, Micro et
Nanoélectronique

Thèse

pour obtenir le grade de

DOCTEUR

de

L'UNIVERSITE D'AIX-MARSEILLE

Spécialité : Mécanique des solides

Présentée par

Mohamed ARIS

**Investigations expérimentales des effets de la microstructure
sur le comportement des milieux granulaires et sur
l'instabilité de liquéfaction**

Soutenue le 9 mai 2012

Devant le jury composé de :

Ali Daouadji	Rapporteur
Pierre-Yves Hicher	Rapporteur
Nadia Benahmed	Examinatrice - Encadrante de thèse
Thierry Desoyer	Examineur - Directeur de thèse
Jean-Claude Dupla	Examineur
Maxime Nicolas	Examineur
Stéphane Bonelli	Invité, Co-directeur de thèse

Remerciement

À :

Mes parents,

Ma femme, ma fille,

Mes frères et sœurs,

La mémoire de ma grand-mère.

Les travaux présentés dans cette thèse ont été réalisés à l'Irstea groupement d'Aix en Provence, sous la direction de Mademoiselle Nadia BENAHMED et de Messieurs Stéphane BONELLI et Thierry DESOYER. Je tiens à leur exprimer ma reconnaissance et mes très sincères remerciements. Au cours de ces années de thèse, ils m'ont fait bénéficier de leur savoir. Leurs encouragements, leurs conseils et leurs critiques constructives m'ont été précieux. Je suis très heureux de pouvoir leur faire part ici de ma gratitude et de ma respectueuse amitié.

Je tiens aussi à remercier ceux qui m'ont fait l'honneur de juger ce travail : Messieurs les Professeurs Ali DAOUADJI et Pierre-Yves HICHER qui ont assumé la tâche de rapporteurs de cette thèse. Je remercie aussi Messieurs Jean-Claude DUPLA et Maxime Nicolas et qui ont bien voulu examiner ce travail et participer au Jury.

Mes sincères remerciements à Monsieur Laurent PEYRAS pour sa disponibilité et ses encouragements. Je remercie vivement toute l'équipe de l'Iresta pour son amitié. Ils ont permis la réalisation de ce travail dans un cadre passionnant, chaleureux et agréable. Je n'oublie pas de remercier la région Provence Alpe Côte d'Azur, pour son aide financière qu'elle m'a attribuée pour réaliser ce travail de thèse.

Mes vifs remerciements au Directeur de recherche de l'Université de Technologie de Compiègne Monsieur Jean Louis Batoz et à l'équipe des enseignants, pour avoir accepté que je travaille sur ma thèse au cours de mon poste d'A.T.E.R. et m'ont prodigué leurs conseils.

Un remerciement chaleureux à mes frères et sœurs, mes parents, mon épouse et sa famille, ma fille Agnès. Ils ont supporté mon stress durant toutes ces années.

Mes remerciements vont également à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur aide et leur soutien. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude. Mes remerciements à toutes les personnes que j'aurais pu oublier de citer.

Résumé

La rhéologie des matériaux granulaires dépend fortement de leur état initial en termes d'indice des vides et d'état de contraintes effectives. Cependant, le mode de déposition a également une influence considérable sur leur comportement mécanique du fait qu'il induit des structures initiales bien différenciées au sens de l'arrangement géométrique des grains dans l'empilement granulaire.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectif d'aboutir à une meilleure caractérisation expérimentale du comportement non drainé du sable d'Hostun HN31 à l'échelle locale (microscopique), en relation avec les différentes méthodes de reconstitution utilisées. On vise en particulier à mettre en évidence la façon dont la microstructure influence les propriétés des sols granulaires, notamment vis-à-vis de l'instabilité de liquéfaction. Le point clé de ce travail consiste en l'utilisation de capteurs piézoélectriques pour mesurer les vitesses d'onde de cisaillement au sein d'éprouvettes triaxiales reconstituées par trois techniques différentes à savoir le damage humide, la pluviation à sec et la pluviation sous eau, les vitesses d'onde étant une propriété de base du sol qui est influencée par plusieurs facteurs, et parmi elles la microstructure.

Les résultats obtenus mettent en évidence l'influence considérable du mode de fabrication sur le comportement mécanique du sable. Ils montrent que pour une même densité initiale, et à même pression de confinement, le comportement mécanique observé est très différent selon les trois modes de préparation. Le sable préparé par damage humide présente toujours un comportement à caractère contractant et liquéfiant, nettement différent du sable préparé par pluviation, qui lui, est dominé par une structure présentant un comportement dilatant et stable. De même, les valeurs de vitesses d'onde de cisaillement enregistrées sont différentes d'un mode de déposition à un autre. Concernant l'anisotropie, le matériau préparé par damage humide présente un certain degré d'anisotropie inhérente, qui est toutefois minimal. En revanche, la pluviation à sec et la pluviation sous eau induisent des structures initiales plus isotropes. Par ailleurs, l'anisotropie initiale est toujours moins importante que l'anisotropie induite par le chargement. Le suivi de l'évolution de cette dernière durant la phase de cisaillement a permis de montrer que l'anisotropie induite est plus importante en début de chargement. Ceci est probablement dû à une première phase importante d'arrangement et d'organisation structurale des particules de sable, qui affectent directement la distribution des contacts inter granulaires provoqués par le cisaillement.

Ces résultats expérimentaux démontrent que l'état initial d'un milieu granulaire ne peut être décrit par le seul couple de variables scalaires densité initiale et pression de confinement: une variable capable de refléter la microstructure initiale et une loi d'évolution de cette variable sont nécessaires pour que la modélisation puisse reproduire les observations expérimentales.

Mots clés : matériaux granulaires, état initial, mode de dépôt, microstructure, instabilité, anisotropie inhérente et induite, essai triaxial, Bender éléments.

Abstract

The rheology of granular materials depends strongly on their initial state in terms of void ratio and effective stresses. However, the mode of deposition has also considerable influence on their mechanical behavior because it induces initial structures clearly differentiated. This difference is observed across the geometrical arrangement of the grains in the granular packing.

This work aims to achieve a better experimental characterization of the undrained behavior of the Hostun HN31 sand at the local (microscopic) scale, depending on the different procedures used for sample reconstitution.

We particularly highlight the influence of the microstructure on the mechanical behavior of sand especially in relation to liquefaction instability. The key point of this work consists of the use of piezoelectric transducers to measure shear wave velocities within triaxial sand specimens. These specimens have been prepared by different methods, namely: moist tamping, dry pluviation and water pluviation. Wave velocities are basic property of soil that is influenced by several factors and among them the microstructure.

The obtained results highlight the considerable influence of the deposition mode on the mechanical behavior of sand. They show that for the same initial density, and at the same confining pressure, the mechanical behavior is very different from the three preparation methods. Sand prepared by moist tamping induces a contracting unstable behavior with strain softening and liquefaction instability, whereas dry and water pluviation lead to a dilative, more stable behavior with strain hardening.

Furthermore, the values of shear wave velocity are different from one deposition mode to another. Concerning the anisotropy, the material prepared by moist tamping presents an inherent degree of anisotropy, which it is however minimal. On the other hand, dry pluviation and water pluviation induce more isotropic initial structures. Moreover, the initial anisotropy is less important than the anisotropy induced by loading. The shear wave velocity measurements were made during the shear loading, and show that the induced anisotropy is more significant at the beginning of the test. This is probably due to the distribution of grains contacts and their strong reorganization caused by shearing.

These experimental results indicate that the initial state of a granular medium can not be described by only couple of scalar variables of initial density and confining pressure: a variable that can reflect the initial microstructure and an evolution law of this variable are necessary to model the experimental observations.

KEYWORDS: granular medium, mode of deposition, initial state, microstructure, inherent and induced anisotropy, triaxial test, Bender elements.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
PARTIE 1	4
<i>ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</i>	
NOTATION ET DEFINITION	5
1. 1. Rappel des notions de base.....	5
1. 2. Principe de l'essai triaxial	6
1. 3. Essai drainé et non drainé.....	7
1. 4. Généralités sur le comportement mécanique des sols.....	9
1.4.1. Contractance et dilatance	9
1.4.2. Ligne d'instabilité	10
1.4.3. Etat caractéristique	12
1.4.4. Etat critique	13
INSTABILITES ET RUPTURES	14
1. 5. Introduction	14
1. 6. Type des ruptures dans les matériaux granulaires.....	14
1.6.1. Rupture localisée	15
1.6.2. Rupture diffuse	16
1. 7. Description du phénomène de la liquéfaction statique.....	17
1. 8. Différents paramètres influant sur la liquéfaction du sable.....	19
1.8.1. Influence de l'indice des vides	19
1.8.2. Influence de la contrainte de consolidation isotrope	20
1.8.3. Influence du trajet de chargement	22
1.8.4. Présence des fines.....	22
1.8.5. Influence d'un déviateur initial de contrainte	23
MICROSTRUCTURE	24
1. 9. Introduction	24
1. 10. Etat initial	24
1. 11. Influence du mode de fabrication des éprouvettes sur le comportement global	25
ANISOTROPIE	30
1. 12. Introduction	30
1. 13. Principaux types d'anisotropie	30
1.13.1. Anisotropie inhérente	30
1.13.2. Anisotropie induite.....	33

PROPAGATION D'ONDES DANS LES MATERIAUX GRANULAIRES	39
1. 14. Introduction	39
1. 15. La théorie de Hertz-Mindlin et sa relation avec la vitesse d'onde acoustique	43
1. 16. La théorie des milieux effectifs et le nombre de coordinance.....	50
1. 17. Comparaison entre le module élastique obtenu avec la pente de la courbe mécanique et celui mesuré par l'acoustique	52
1. 18. Conclusion	53

PARTIE 2	54
-----------------------	----

DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET PROCEDURES D'ESSAI

DISPOSITIF TRIAXIAL	55
----------------------------------	----

CARACTERISATION DU SABLE D'HOSTUN HN31	57
---	----

PROCEDURE D'ESSAI	58
--------------------------------	----

1. 1. Les différentes phases de préparation d'un essai triaxial	58
---	----

LES MODES DE FABRICATIONS DES ECHANTILLONS	60
---	----

1. 2. Damage humide.....	60
--------------------------	----

1. 3. Techniques de Pluviation	63
--------------------------------------	----

1.3.1. Bibliographie	63
----------------------------	----

1.3.2. Description du dispositif de pluviation	66
--	----

1.3.3. Pluviation à sec.....	68
------------------------------	----

1.3.4. Pluviation sous eau.....	74
---------------------------------	----

L'ESTIMATION DE L'INDICE DES VIDES DES ECHANTILLONS	77
--	----

1. 4. Variation de volume durant la consolidation	78
---	----

1. 5. Variation de volume durant la saturation	79
--	----

DISPOSITIF DES BENDER ELEMENTS	80
---	----

1. 6. Bibliographie	80
---------------------------	----

1. 7. Temps de propagation d'onde	84
---	----

1. 8. Distance de propagation	87
-------------------------------------	----

1. 9. Fabrication des Bender éléments.....	88
--	----

1. 10. Les techniques expérimentales de mise en place des Bender éléments sur un échantillon du sable.....	93
--	----

1. 11. Conclusion	95
--------------------------------	----

PARTIE 3	96
-----------------------	----

RESULTATS ET DISCUSSIONS

PROGRAMME EXPERIMENTAL	97
-------------------------------------	----

1. 1. Récapitulatif des essais réalisés.....	98
--	----

1. 2. Essais de répétabilité	99
------------------------------------	----

ETAT INITIAL ET MODE DE DEPOT	103
1. 3. Comportement sous chargement non drainé du sable d'Hostun	103
1.3.1 Reconstitution par damage humide	103
1.3.2 Reconstitution par pluviation sous air	105
1.3.3 Reconstitution par pluviation sous eau.....	105
1. 4. Comparaison des différents comportements observés en fonction du mode de dépôt... 108	
1. 5. Influence de l'indice de densité.....	114
1. 6. Détermination des caractéristiques mécaniques du sable d'Hostun.....	119
1.6.1 Initiation de l'instabilité :	119
1.6.2 Comportement en grandes déformations.....	122
 CARACTERISATION DE L'INFLUENCE DU MODE DE DEPOT SUR LA MICROSTRUCTURE A TRAVERS LES MESURES DES VITESSES D'ONDE DE CISAILLEMENT.	123
1. 7. Evolution des vitesses d'onde de cisaillement avec le comportement mécanique	124
1. 8. Influence de l'indice de densité sur l'évolution des vitesses de cisaillement V _{vh} , V _{hh} et V _{hv}	138
1. 9. Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution des vitesses de cisaillement V _{vh} , V _{hh} et V _{hv}	146
 ANISOTROPIE	149
1. 10. Introduction	149
1. 11. Anisotropie inhérente	149
1. 12. Anisotropie induite.....	151
1. 13. Influence du mode de dépôt sur l'évolution de l'anisotrope durant le chargement.	155
1. 14. Influence de la contrainte de consolidation sur le coefficient d'anisotropie.....	156
1. 15. Conclusion	158
 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	160
 BIBLIOGRAPHIE	163
 ANNEXES	174

Table des figures

Figure 1. 1. Champs de contrainte appliqués à une éprouvette triaxiale.....	5
Figure 1. 2. Principaux chemins de contrainte d'un essai triaxial.....	6
Figure 1. 3. Etat de contraintes en compression et en extension (Bishop, 1966).....	6
Figure 1. 4. Différents comportements typiques observés lors des essais triaxiaux, (a) drainés, (b) non drainés (Canou et al. 2002).....	8
Figure 1. 5. comportement drainé et non drainé d'un sable moyennement dense (Chu et al., 2003).....	9
Figure 1. 6. Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano, 2001).....	10
Figure 1. 7. Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade, 1997).....	11
Figure 1. 8. Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade, 1997).....	12
Figure 1. 9. Etat critique (Roscoe et al., 1958).....	14
Figure 1. 10. Rupture par bande de cisaillement, (a) in situ ; (b) lors d'un essai triaxial sur le sable d'Hostun HN31	15
Figure 1. 11. Epaisseur de la bande de cisaillement (Oda et Kazama, 1998)	16
Figure 1. 12. Rupture diffuse, Glissement de terrain en rupture diffuse, Santa Tecla Salvador, 2001 ; Basculement de Bâtiment à El Asnam, Algérie en 1980.	17
Figure 1. 13. Essai de liquéfaction typique réalisé à l'appareil triaxial, (a) courbe de cisaillement et de surpression interstitielle, (b) chemin des contraintes effectives (Canou et al., 2002).....	18
Figure 1. 14. Influence de l'indice des vides (Yoshimine et Ishihara, 1998).....	19
Figure 1. 15. Influence de la contrainte de consolidation (Verdugo et Ishihara, 1996).	20
Figure 1. 16. Influence de la contrainte de consolidation sur le comportement du sable (Yamamouro et Lade, 1997).	20
Figure 1. 17. Influence du trajet de chargement (Yoshimine et Ishihara, 1998).....	21
Figure 1. 18. Influence des fines sur le comportement du sable de Nevada (Yamamouro et Lade, 1999).....	22
Figure 1. 19. Influence du déviateur de contrainte initial sur la résistance à la liquéfaction, (Kramer et Seed, 1988).	23
Figure 1. 20. Microphotographies du sable d'Hostun et de Fontainebleau mettant en évidence deux structures différenciées : (a) et (b) agrégats et macropores (damage humide) ; (c) empilement régulier (pluviation) (Benahmed et al., 2007).	25
Figure 1. 21. Influence du mode de fabrication sur le comportement global du sable de Toyoura (Achilias et al., 2005).....	26
Figure 1. 22. Influence du mode de dépôt sur le comportement non drainé du sable : (a) Syncrude, (b) Fraser River (Vaid, 1999).....	26
Figure 1. 23. Influence du mode de fabrication : (a) courbe de chargement; (b) courbe de variation de volume (Benahmed et al., 2004).	27
Figure 1. 24. Influence du mode de reconstitution sur le comportement non drainé du sable Brenda (Zlatovic et Ishihara, 1997).....	27
Figure 1. 25. Influence du mode de reconstitution sur le comportement non drainé du sable Brenda (Kuerbis et Vaid, 1988).	27
Figure 1. 26. Effect du mode de déposition sur le comportement non drainé du sable Brenda (Yamamuro et Wood, 2004).....	28

Figure 1. 27. Influence du mode de reconstitution sur le comportement non drainé du sable Brenda (Ezaoui et Di Benedetto, 2009).	29
Figure 1. 28. Influence de la méthode de fabrication des échantillons sur l'anisotropie initiale.	31
Figure 1. 29. Influence de l'orientation privilégiée des plans tangents de contact entre les grains pour différentes méthodes de fabrication des échantillons (damage humide, pluviation à sec et vibration) obtenu ; Par Mulilis et al. (1977) ; par Ibrahim et Kagawa (1991)	32
Figure 1. 30. Evolution de l'indice d'anisotropie initial sous chargement des contraintes effectives isotropes réalisé sur les sables Ticino et Kenya (Fioravante, 2000).	33
Figure 1. 31. Installation des Bender éléments sur des échantillons cylindriques dans différentes directions (Fioravante & Capoferri, 2001).	34
Figure 1. 32. Évolution des vitesses d'ondes obtenues avec des Bender éléments dans différentes directions (Anisotropie) (Fioravante & Capoferri, 2001).	34
Figure 1. 33. Influence du chemin de contrainte sur le comportement non drainé du sable Di Prisco et al. (1991)	35
Figure 1. 34. Influence de l'anisotropie induite sur le comportement non drainé (Gajo et Piffer, 1999).	35
Figure 1. 35. Influence du degré de consolidation OCR sur le comportement non drainé du sable d'Hostun (Finge, 2004).	36
Figure 1.36. Evolution du module de Young durant le chargement pour différents modes de fabrication, (a) pluviation ; (b) vibration ; (c) damage (Ezaoui et al. 2009)	37
Figure 1. 37. Evolution de l'indice d'anisotropie G_{hh}/G_{hv} et les modules de rigidités en fonction de la contrainte moyenne effective (Ng et al., 2003).	38
Figure 1. 38. Comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus par Zeng et Ni (1999) avec l'équation de Hrdin et Blanford (1989).	41
Figure 1. 39. Comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus par Zeng et Ni (1999) avec l'équation de Hrdin et Blanford (1989).	41
Figure 1. 40. Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation (Kagawa, 1992).	42
Figure 1. 41. (a) Comparaison du module de rigidité mesuré avec colonne de résonnante et Bender éléments du sable de Ticino Dyvik et Madhus (1985). (b) Comparaison du module de cisaillement mesuré avec la colonne de résonnance, plaques de cisaillement et Bender éléments (Brignoli et al 1996).	42
Figure 1. 42. Evolution de la vitesse de cisaillement et d'indice des vides lors de la consolidation de la kaolinite de 305 à 610 kPa (Fam et Santamarina 1995).	43
Figure 1. 43. Contact Hertzien d'une sphère sur sphère.	44
Figure 1. 44. Représentation de la chaîne de contact de Hertz : système masses-ressorts.	45
Figure 1. 45. Schéma d'un empilement granulaire.	47
Figure 1. 46. Variation de la vitesse de propagation de l'onde cohérente en fonction de la contrainte normale appliquée, dans un empilement de billes de verre 0,4 -0,8 mm (Jia et al., 1999).	49
Figure 1. 47. Evolution du nombre de coordination avec la contrainte pour différentes charges (Miksic, 2008).	50
Figure 1. 48. Variation de la compacité et de la vitesse de propagation de l'onde de compression dans des échantillons secs et faiblement mouillés avec de l'eau et un lubrifiant trioléine (Brunet, 2006).	51
Figure 1. 49. Comparaison entre les modules quasi-statiques et les modules dynamiques obtenus sur le sable, (a) Tayoura ; (b) Hostun (Doan, 2006).	52
Figure 2.1. Vue du dispositif triaxial classique.	55

Figure 2.2. Vue à l'échelle macroscopique de grains de sable d'Hostun (Benahmed, 2001)..	57
Figure 2.3. Courbe granulometrique du sable d'Hostun	57
Figure 2.4. Photographies du sable d'Hostun HN31 mettant en évidence deux structures différenciées : (a) milieu sec (b) milieu foisonné.....	61
Figure 2.5. Photos des agrégats et macropores d'un échantillon préparé par le damage humide prisent par microscope électronique à balayage : (a) du sable d'Hostun et (b) de Fontainebleau (Benahmed et al., 2007).....	62
Figure 2.6. (a) Vu générale du premier pluviateur ; (b) pluviation sous eau ; (c) pluviation à sec (Kolbuszewsk, 1948 a, b).....	63
Figure 2.7. Schéma du pluviateur à plusieurs tamis (Miura and Toki, 1982).	64
Figure 2.8. Vue du pluviateur avec dispositif de relevage. (Benahmed, 2001)	65
Figure 2.9. Influence de l'intensité de déposition sur l'indice de densitée (Benahmed, 2001)	65
Figure 2.10. Schéma de base du pluviateur (Benahmed, 2001).....	67
Figure 2.11. Structure régulière sans macropores d'un échantillon préparé par la pluviation (Benahmed et al., 2007).	68
Figure 2.12. Dispositif de la pluviation.....	69
Figure 2.13. Influence de la hauteur de pluviation sur l'indice de densité.	72
Figure 2.14. Influence de l'intensité de déposition sur l'indice de densité.....	73
Figure 2.15. Techniques de préparation des éprouvettes; (a) pluviation à sec ; (b) pluviation sous eau (Ishihara, 1996).....	74
Figure 2.16. Techniques de la pluviation sous eau.	75
Figure 2.17. Schéma de la cellule de mesure des variations de volume développé par Banahmed (2001).	77
Figure 2.18. Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte de confinement: (a) de 0 à 100 kPa; (b) de 100 à 700 kPa.	78
Figure 2.19. Variation de l'indice des vides de saturation en fonction de l'indice des vides ec à 100 kPa de confinement, Banahmed (2001).....	79
Figure 2.20. Mise en place des Bender éléments, (a) Dyvik et Madshus, 1985) ; (b) Schultheiss (1981).	81
Figure 2.21. Montages électriques (a) en parallèle et (b) en série (Dyvik et Madshus, 1985) 81	
Figure 2.22. Mise en place des Bender éléments dans différentes directions (Pennington, 1997).....	82
Figure 2.23. Montages électriques pour les bender-extendre éléments (Lings et Greening, 2001).....	83
Figure 2.24. Propagation d'onde (a) balistique (b) multiplement diffusée (Jia, 2001)	84
Figure 2.25. Exemples des méthodes d'identification du temps d'arrivée, (a) Méthode temporelle ; (b) méthode de la corrélation croisée; (c) méthode domaine fréquentiel (Yamashita et al. 2009).	85
Figure 2.26. Influence de la fréquence sur le signal recç enregistré avec les Bender éléments (Lee et Santamarina, 2005).	86
Figure 2.27. Signal typique d'essai de propagation d'onde de cisaillement dans le sable.....	86
Figure 2.28. Distance de la propagation d'onde Tip-to-Tip.....	87
Figure 2.29. Distance de la propagation d'onde proposée par Rio (2006).....	87
Figure 2.30. Schema global du cablage des Bender éléments. R : red ; W: white ; BL: black ; B : bleu ; G : green ; Y: yellow; NC : non conecté.	89
Figure 2.31. Phases de fabrication des Bender éléments.	90
Figure 2.32. Schéma du dispositif expérimental de Bender éléments	92
Figure 2.33. Disposition des Bender éléments radiaux FBE, PBE (Fioravante et Capoferri, 2001).....	93

Figure 2.34. Variation de la vitesse de cisaillement en fonction de la distance de pénétration des Bender éléments dans les éprouvettes en changeant, (a) Vitesse de pénétration ; (b) Diamètre des éprouvettes (Chan et al. 2010).	94
Figure 2.35. (a) Bender éléments verticaux et horizontaux installés sur la presse triaxiale ; (b) échantillon instrumenté par ses capteurs.	95
Figure 3.1. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31 reconstitué par damage humide, essais de répétabilité. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	100
Figure 3.2. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31 reconstitué par la pluviation à sec, essais de répétabilité. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	101
Figure 3.3. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31 reconstitué par la pluviation sous eau, essais de répétabilité. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	102
Figure 3.4. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	104
Figure 3.5. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	106
Figure 3.6. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	107
Figure 3.7. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	110
Figure 3.8. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	111
Figure 3.9. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	112
Figure 3.10. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	113
Figure 3.11. Influence de l'indice de densité sur le comportement global des échantillons préparés par le damage humide. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	116
Figure 3.12. Influence de l'indice de densité sur le comportement global des échantillons reconstitués par la pluviation à sec. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	117
Figure 3.13. Influence de l'indice de densité sur le comportement global des échantillons préparés par la pluviation sous eau. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$	118
Figure 1. 14. Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q-p'$, pour les différents mode de dépôt.	120
Figure 1. 15. Droite d'état stable dans le plan $q-p'$ pour le sable d'Hostun HN31.....	122
Figure 3.16. Influence du mode de fabrication d'échantillons sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement au cours de chargement.....	125
Figure 3.17. Influence du mode de fabrication d'échantillons sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement au cours de chargement.....	126
Figure 3.18. Influence du mode de fabrication d'échantillons sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement au cours de chargement.....	127
Figure 3.19. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective pour les différents modes de dépôt.	129
Figure 3.20. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective pour les différents modes de dépôt.	130
Figure 3.21. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective pour les différents modes de dépôt.	131

Figure 3.22. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{hh} en fonction des contraintes radiales pour les différents modes de dépôt.	133
Figure 3.23. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{hv} en fonction des contraintes axiales et radiales pour les différents modes de dépôt.	134
Figure 3.24. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{vh} en fonction des contraintes axiales et radiales pour les différents modes de dépôt.	135
Figure 3.25. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{hh} en fonction des contraintes axiales et radiales pour les différents modes de dépôt.	136
Figure 3.26. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{hv} en fonction des contraintes axiales et radiales pour les différents modes de dépôt.	137
Figure 3.27. Influence de l'indice de densité sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement du sable d'Hostun reconstitué par le damage humide.	139
Figure 3.28. Influence de l'indice de densité sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement du sable d'Hostun reconstitué par la pluviation à sec.	140
Figure 3.29. Influence de l'indice de densité sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement du sable d'Hostun reconstitué par la pluviation sous eau.	141
Figure 3.30. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement dans le plan ($q-p'$) à plusieurs indices de densité du sable d'Hostun reconstitué par le damage humide.	143
Figure 3.31. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement dans le plan ($q-p'$) à plusieurs indices de densité du sable d'Hostun reconstitué par la pluviation à sec.	144
Figure 3.32. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement dans le plan ($q-p'$) à plusieurs indices de densité du sable d'Hostun reconstitué par la pluviation sous eau.	145
Figure 3.33. Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution des vitesses de cisaillement V_{vh} , V_{hh} et V_{hv} du sable d'Hostun reconstitué par les différents modes de dépôt.	147
Figure 3.34. Evolution des vitesses de cisaillement V_{vh} , V_{hh} et V_{hv} du sable d'Hostun reconstitué par les différents modes de dépôt en fonction des contraintes radiales.	148
Figure 3.35. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement. Dans le plan : (a) Vertical ; (b) Horizontal.	152
Figure 3.36. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement. Dans le plan : (a) Vertical ; (b) Horizontal.	153
Figure 3.37. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement. Dans le plan : (a) Vertical ; (b) Horizontal.	154
Figure 3.38. Effets du mode de dépôt sur l'évolution des indices d'anisotropie au cours de chargement.	156
Figure 3.39. Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution de l'indice d'anisotropie pour différents modes de reconstitution d'éprouvettes.	157

Liste des tableaux

Partie 1

Tableau 1. Différents paramètres utilisés dans un essai triaxial.....	5
Tableau 2. Evolution de l'indice d'anisotropie initial pour différents modes de reconstruction d'éprouvettes (Ezaoui et Di Benedetto. 2009).....	32

Partie 2

Tableau 1. Caractéristiques du sable d'Hostun HN31.....	58
Tableau 2. Répétabilité des essais d'étalonnage du pluviateur à sec.....	70
Tableau 3. Répétabilité des essais d'étalonnage du pluviateur à sec.....	71
Tableau 4. Répétabilité des essais d'étalonnage de la pluviation sous eau.	76
Tableau 5. Caractéristiques du sable d'Hostun HN31.....	88

Partie 3

Tableau 1. Récapitulatif des essais réalisés.....	99
Tableau 2. Caractéristiques à l'initiation de l'instabilité des essais non drainés pour le sable pour le sable d'Hostun HN31.....	121
Tableau 3. Comparaison des mesures de Vitesse d'onde pour les différents modes de préparation d'éprouvettes.....	150

Introduction générale

Les matériaux granulaires sont susceptibles de perdre leur capacité de résistance sous un chargement donné. Il peut alors en résulter des désordres importants tels que des glissements de terrain de grande envergure, des enfoncements et basculements de bâtiments, des déplacements latéraux d'ouvrages, des ruptures de digues et de barrages. Ces instabilités trouvent souvent leur origine dans l'apparition du phénomène de liquéfaction statique. L'existence d'une anisotropie peut avoir une incidence importante sur ce phénomène et l'accentuer.

L'anisotropie des sols est une caractéristique importante du comportement mécanique des sols, en relation avec les ouvrages de génie civil. Elle est souvent observable dans le cas des sols surconsolidés ou déposés par couches lors du processus géologique de leur formation. Son existence est étroitement liée au mode de formation des sols (sédimentation, dépôts éoliens, remblaiement hydraulique dans le cas d'un dépôt artificiel,...) et aux sollicitations auxquelles est soumis le sol durant l'histoire de son chargement. Dans le premier cas, elle est appelée anisotropie inhérente et dans le second cas, il s'agit d'une anisotropie induite.

Grâce à l'évolution de la technologie, il est désormais possible de caractériser la topologie microstructurale des différents matériaux et de donner des explications scientifiques du comportement mécanique à des échelles plus fines. Plusieurs techniques non-destructives ont été développées ces dernières années dans différents laboratoires de recherches telles que la tomographie X (la diffraction de rayons X), la spectrométrie Raman, la microscopie électronique par transmission (MET) et la microscopie électronique à balayage (MEB). Dans notre étude expérimentale nous allons utiliser une technique récente basée sur la propagation d'onde acoustique appelée la technique des Bender Extender Elements. Cette technique, développée à la fin des années 1970, est largement utilisée depuis ces dernières années avec un essor considérable en géotechnique expérimentale. Elle avait déjà montré son intérêt et ses nombreux avantages par rapport à d'autres essais dynamiques. La propagation des ondes ultrasonores fournit une méthode d'investigation originale et non intrusive des réseaux de contacts au sein des milieux granulaires. Lorsque l'énergie est suffisamment faible, le passage de ces ondes ne provoque aucune modification des contacts entre grains.

L'idée d'utiliser les vitesses d'ondes de cisaillement comme un indice pour caractériser le comportement mécanique du sol et sa microstructure est basée sur le fait que la vitesse d'onde de cisaillement est une propriété de base du sol qui est influencée par plusieurs facteurs tels que la structure du sol, la densité relative, l'indice des vides, les contraintes effectives, l'histoire de chargement, l'âge du dépôt, la cimentation, etc. La vitesse d'onde de cisaillement donne une indication de l'existence de structures différentes du sol dans le sens où la propagation des ondes est reliée directement au réseau de contacts des grains et aux propriétés de la chaîne de force formant le squelette du matériau solide. Par conséquent, un changement de la valeur de la vitesse d'onde est une signature du changement de la microstructure. Toutefois, il convient de noter que la vitesse de d'onde ne suffit pas à caractériser la géométrie de la microstructure locale d'un matériau granulaire. En fait, il est beaucoup plus compliqué de la connaître et nécessite l'utilisation d'autres méthodes pour être caractérisée, comme il a été mentionné plus haut (simulation numérique, tomographie, imagerie et visualisation, etc.)

Le travail présenté dans le cadre de cette thèse, est essentiellement d'une nature expérimentale. Nous avons équipé notre laboratoire d'un dispositif triaxial évolué avec toute son instrumentation de pointe, afin d'avoir un dispositif expérimental innovant et complet. Nous avons également fabriqué des capteurs piézoélectriques pour la mesure des vitesses d'onde au sein des éprouvettes triaxiales et accéder ainsi aux informations concernant leur microstructure ; les dimensions ainsi que l'instrumentation d'analyse des signaux ont été choisies de manière à avoir des réponses de très bonne qualité avec des signaux clairs sans bruits, et facilement interprétables.

Cette étude s'inscrit dans la continuité de la thèse de Benahmed (2001) qui avait étudié le phénomène de la liquéfaction et de l'influence du mode de dépôt sur le comportement global des échantillons du sable d'Hostun et de Fontainebleau. À l'aide du microscope électronique à balayage, et à partir de deux modes de fabrication (i.e., le damage humide et la pluviométrie à sec), Benahmed (2001) a apporté quelques éclaircissements sur l'influence du mode de fabrication sur le comportement global des matériaux granulaires. La microstructure au sens de l'arrangement géométrique des grains a été analysée pour comprendre les différences de comportement mécanique observé à l'échelle macroscopique. Elle a montré que la technique de damage humide présente un empilement irrégulier formé d'agrégats et de macropores, favorisant l'apparition de l'instabilité. En revanche, la pluviométrie à sec se caractérise par une structure plus homogène avec un enchevêtrement des grains régulier et sans macropores ; elle favorise un comportement dilatant et stable.

L'enjeu principal de notre étude est d'investiguer les effets de la microstructure sur le comportement des matériaux granulaires, et en particulier, son effet vis-à-vis de leur instabilité. À travers des mesures de vitesses d'onde de cisaillement se propageant dans les échantillons, nous allons enrichir et confirmer les observations faites auparavant par Benahmed, relatives à l'existence de structures initiales bien différenciées induites par des modes de

dépôt divers, et ceci dans le but de mieux comprendre leur influence sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Mettre en évidence le lien existant entre le comportement mécanique des sols et la microstructure du matériau, suivre l'évolution de la microstructure et de l'anisotropie résultant de chaque mode de dépôt durant le chargement permet d'étendre et d'enrichir les travaux antérieurs.

Le mémoire est structuré en trois parties :

La première partie présente une synthèse bibliographique des principaux travaux existant dans la littérature. Nous débutons par un rappel des notions de base utilisées en mécanique des sols et quelques définitions servant à mieux comprendre les problématiques abordées dans le cadre de cette thèse. Par la suite, nous rappelons les principaux résultats expérimentaux traitant du phénomène d'instabilité dans les matériaux granulaires. Nous présentons également une synthèse sur la compréhension du comportement de la matière en grains à l'« échelle microscopique » et le rôle joué par la microstructure. Nous présentons ensuite un état de l'art sur l'anisotropie. Enfin, nous mettons l'accent sur les travaux réalisés sur l'étude de la propagation d'ondes dans les matériaux granulaires.

Dans la seconde partie de ce document, nous décrivons les dispositifs expérimentaux mis en œuvre et la procédure expérimentale adoptée dans notre travail de recherche. Nous abordons ensuite la technique des Bender Elements, en montrant le processus de fabrication adopté dans notre laboratoire de recherche. Ensuite, nous présentons le matériau testé, ainsi que la procédure expérimentale de réalisation du programme d'essais.

La troisième partie présente les résultats expérimentaux obtenus ; elle est scindée en deux parties. La première partie concerne l'état initial et les différents modes de dépôt utilisés. Après une présentation d'un résultat typique de liquéfaction statique et de quelques résultats d'essais de répétabilité, nous mettons l'accent sur l'influence du mode de dépôt sur le comportement global du matériau granulaire. Nous caractérisons cette influence sur la microstructure avant et durant le cisaillement en s'appuyant sur les mesures de vitesses d'onde de cisaillement se propageant dans les éprouvettes de sable dans diverses directions (VH,HH,HV). La deuxième partie est consacrée à l'étude de l'anisotropie inhérente et induite en lien avec la microstructure. Dans un premier temps, nous présentons des résultats expérimentaux sur l'anisotropie inhérente résultant du mode de préparation d'échantillons, et avant toute sollicitation. Ensuite, nous mettons en évidence l'influence du mode de dépôt et de l'indice de densité sur l'évolution de l'anisotropie dans les différents plans durant le cisaillement.

Notre étude s'achève par une conclusion générale et quelques perspectives.

Partie 1

Etude bibliographique

Dans ce chapitre nous présentons une synthèse bibliographique approfondie des travaux qui ont un rapport direct avec les points abordés dans le cadre de cette thèse. Tout d'abord, nous faisons un bref rappel des notions de base utilisées en mécanique des sols. Quelques définitions servent à mieux comprendre le sujet. La deuxième partie rapporte les résultats expérimentaux principalement axés sur la problématique d'instabilité. Dans la troisième partie, nous présentons une synthèse sur la compréhension du comportement de la matière en grains « échelle microscopique » et le rôle joué par la microstructure. Nous rappelons ensuite quelques résultats expérimentaux existant dans la littérature sur le phénomène d'anisotropie. Enfin nous mettons la lumière sur les travaux effectués sur l'étude de la propagation d'onde dans les matériaux granulaires.

Notation et définition

1. 1. Rappel des notions de base

Dans cette partie d'étude, nous rappelons les quelques notions de base les plus utilisées dans la mécanique des sols, en particulier dans le traitement des résultats d'un essai triaxial. Les éprouvettes testées dans les essais triaxiaux sont de forme cylindriques ou cubiques, soumises à un champ de contrainte : deux contraintes horizontales principales σ_3 et σ_2 , et une contrainte axiale σ_1 , comme le montre la figure 1.1. L'appareil triaxial permet d'imposer indépendamment ces trois contraintes, et donc de pouvoir suivre les chemins de contraintes choisis. La partie déviatorique du tenseur de contrainte est la responsable des glissements ou rotation des grains élémentaires les uns sur les autres qui provoquent le phénomène d'instabilité dans les matériaux.

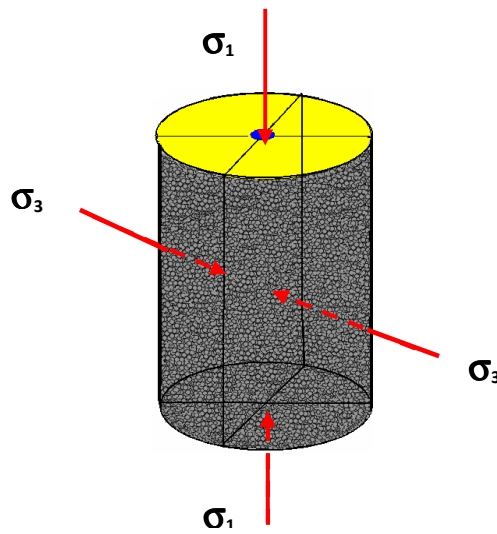


Figure 1. 1. Champs de contrainte appliqués à une éprouvette triaxiale.

Le tableau 1 regroupe les principales notions fréquemment utilisées dans le cadre de notre travail.

σ_1	Contrainte axiale
σ_3	Contrainte radiale
$q = \sigma_1 - \sigma_3$	Déviateur des contraintes
$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$	contrainte moyenne totale
Δu	Surpression interstitielle
$p' = p - u$	Contrainte moyenne effective
$\eta = q / p$	Rapport de contrainte
ε_1	Déformation axiale
ε_3	Déformation radiale

Tableau 1. Différents paramètres utilisés dans un essai triaxial.

1. 2. Principe de l'essai triaxial

Le principe de cet essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique placée entre deux embases à un champ de contraintes qui a pour composante :

- Une contrainte horizontale latérale σ_3 , appliquée par l'intermédiaire de l'eau de la cellule triaxiale. Elle est mesurée par le capteur de pression, in situ, Cette pression représente les pressions latérales des sols voisins.
- Une contrainte axiale σ_1 appliquée par l'intermédiaire d'un piston et mesurée par le capteur de force interne immergeable, en contact direct avec l'embase supérieure de la cellule triaxiale. Elle indique le poids du sol et des ouvrages qui se trouvent en haut de l'échantillon.

L'essai triaxial permet de contrôler plusieurs paramètres durant le déroulement de l'essai. Divers chemins de contraintes complexes peuvent être appliqués avec le dispositif triaxial, soit en augmentant la contrainte axiale (compression) soit en la diminuant (extension) (Figures 1.2 et 1.3). La partie déviatorique du tenseur de contrainte est la responsable des glissements ou rotation des grains élémentaires les uns sur les autres qui provoquent le phénomène d'instabilité. Les presses utilisées pour la réalisation des essais triaxiaux sont pilotées en force ou déplacement.

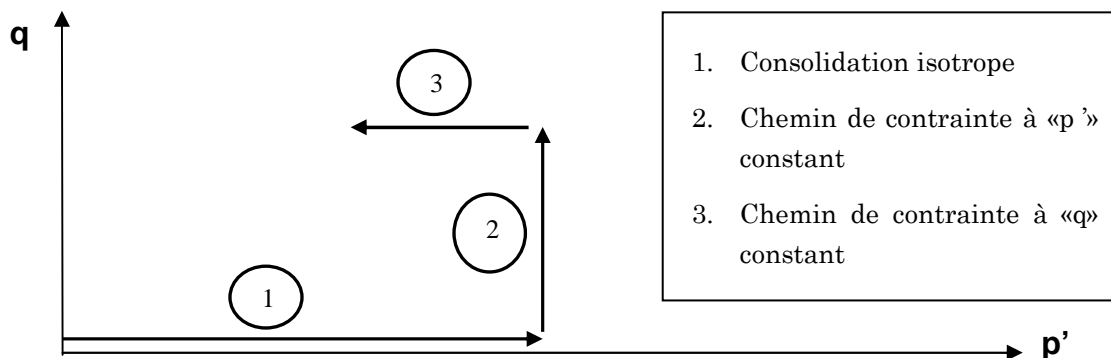


Figure 1. 2. Principaux chemins de contrainte d'un essai triaxial.

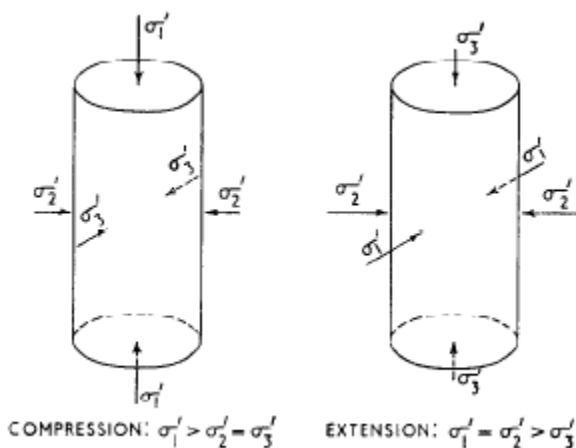


Figure 1. 3. Etat de contraintes en compression et en extension (Bishop, 1966).

1.3. Essai drainé et non drainé

Canou et al. (2002) présentent sur la figure 1.4 les différents comportements typiques drainés et non drainés observés lors des essais triaxiaux d'un sable lâche et dense pour un même niveau de consolidation isotrope.

Le comportement drainé correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer de surpressions interstitielles, générant des variations de volume du matériau généralement non nulles. Dans le plan (q, ϵ_a) , nous observons une réponse plus rigide pour le sable dense, avec un passage par un maximum de résistance puis un radoucissement avec stabilisation progressive vers la même résistance ultime que celle du sable lâche ; cela correspond à l'état de plasticité parfaite ; le seuil de plasticité, appelé l'état critique est atteint matérialisé par la ligne LCR. En termes de déformations volumiques, nous remarquons que le sable lâche est uniquement contractant, alors que le sable dense devient très rapidement dilatant, après une phase initiale de contractance juste au moment où il atteint l'état caractéristique, matérialisé par la ligne LCA. Les chemins des contraintes effectives suivis durant le cisaillement (CEE), on note aussi que l'état critique et l'état caractéristique sont très proches. La droite LMX présente la ligne de rupture du sable dense. On dit que le comportement du matériau est parfaitement drainé lorsque la surpression interstitielle est nulle $\Delta U=0$, donc la contrainte totale égale à la pression moyenne effective.

En revanche, on parle d'un comportement non drainé lorsque sous une sollicitation donnée, l'eau interstitielle reste bloquée au sein du matériau sans possibilité d'écoulement relatif par rapport aux grains. Il y a alors développement de surpressions interstitielles et le matériau se déforme à volume constant. On remarque que le sable dans ce cas entraîne des réponses totalement différentes de celle du sable drainé. A l'état dense, il présente un comportement très stable avec un point d'inflexion correspondant à la pression interstitielle maximale, puis une croissance linéaire de la résistance au cisaillement en fonction des déformations. L'échantillon montre à peine un comportement à caractère contractant avec un taux positif, suivie d'une phase dilatante à taux négatif. Le chemin de contrainte effective présente un point anguleux correspondant au franchissement du seuil caractéristique. Par contre le sable lâche est caractérisé par un pic de résistance très marqué et de faible niveau suivi d'une réduction brutale et très marquée de la résistance jusqu'à atteindre un état résiduel. L'évolution de la pression interstitielle passe par un taux de génération toujours positif et important. Elle coïncide avec l'augmentation du déviateur où elle commence à se stabiliser. L'échantillon atteint un état de plasticité parfaite durant lequel il se déforme à volume, pression et résistance au cisaillement constant. Le chemin de contrainte correspondant (CCE) montre un pic prononcé et migre à gauche vers l'origine jusqu'au point d'état stable.

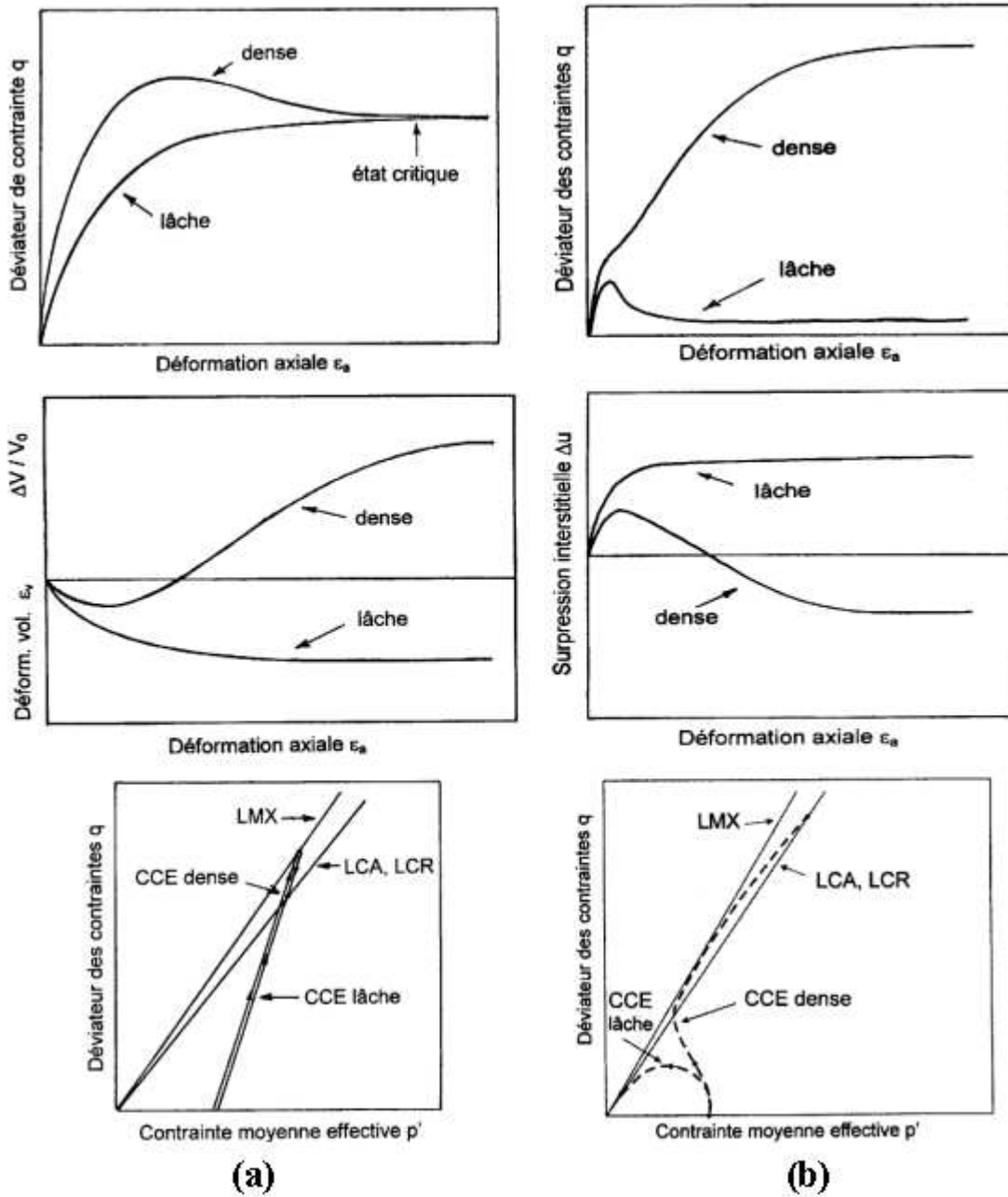


Figure 1. 4. Différents comportements typiques observés lors des essais triaxiaux, (a) drainés, (b) non drainés (Canou et al. 2002).

Les instabilités dans les matériaux granulaires peuvent se produire en condition drainée comme en condition non drainée. On peut citer par exemple la rupture du barrage Wachusett en 1907 (Wanatowski et al. 2010). Ces ruptures ont montré expérimentalement que le sable peut devenir instable en conditions complètement drainées (Chu et al. 2003) (Figure 1.5).

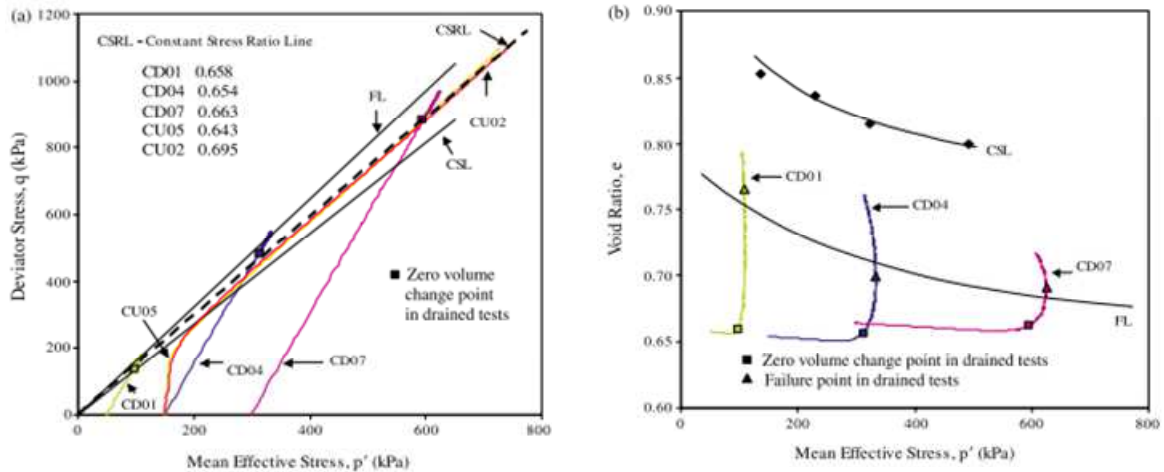


Figure 1. 5. comportement drainé et non drainé d'un sable moyennement dense (Chu et al., 2003).

1.4. Généralités sur le comportement mécanique des sols

1.4.1. Contractance et dilatance

Deux types de comportement peuvent être identifiés lors d'un essai triaxial (Figure 1.6) : un comportement contractant et un comportement dilatant. Ces deux notions sont utilisées fréquemment dans la mécanique des sols pour caractériser le comportement du sol lié directement à la structure granulaire des éprouvettes.

- Le comportement contractant, est caractérisé par l'augmentation de la pression interstitielle dans le cas d'un essai non drainé, et par une diminution de volume du matériau dans le cas drainé. À l'échelle microscopique cela est probablement dû à l'enchevêtrement, les glissements et les roulements des grains provoqués par les forces inter-granulaires qui deviennent convenablement grandes.
- Contrairement au comportement contractant, le comportement dilatant se traduit par une diminution de la pression interstitielle et une augmentation du volume du sol, il est dû au désenchevêtrement et au foisonnement de l'empilement de la structure granulaire. Ce comportement est plus prononcé si le matériau est initialement dense et la pression de confinement faible.

On note, que durant un essai triaxial non drainé, on parle d'un comportement à caractère contractant et à caractère dilatant.

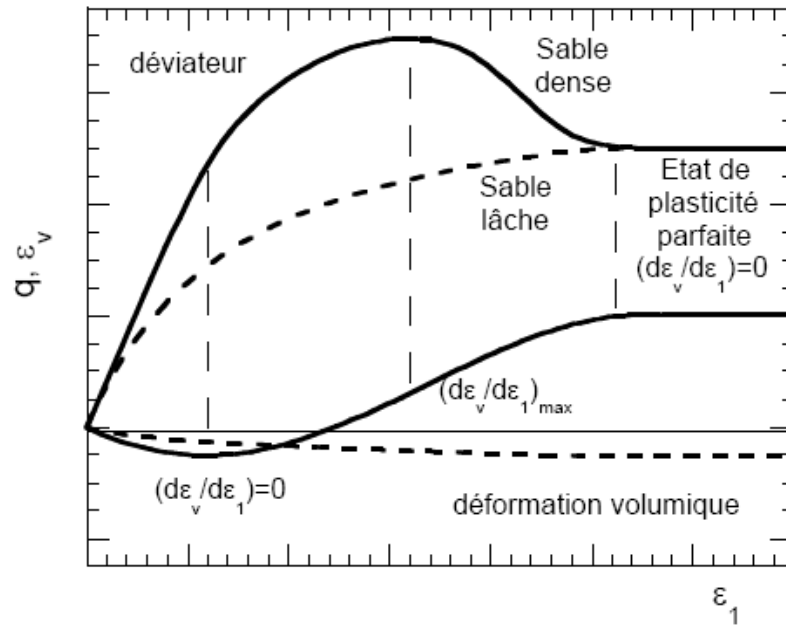


Figure 1. 6. Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano, 2001).

1.4.2. Ligne d'instabilité

Dans certaines conditions, les matériaux granulaires peuvent perdre toute leur capacité de résistance et devenir instables à l'intérieur de la surface de rupture.

Drucker a postulé une condition suffisante pour que les instabilités apparaissent en termes de positivité du travail plastique de second ordre

$$d^2W_p = d\sigma_{ij} d\dot{\varepsilon}_{ij}^p \leq 0 \quad 1$$

Cette équation est satisfaite si le vecteur de l'incrément de la déformation est normal à la surface de charge. Cela implique que la surface de potentiel plastique est identique à la surface de charge. L'utilisation de ce postulat impose une relation incrémentale linéaire entre la contrainte et la déformation; alors le critère de Drucker implique une loi d'écoulement associée.

Selon Hill (1959), le système est considéré comme instable si pour une petite perturbation de contrainte, la déformation peut se poursuivre de manière infinitésimale sans apport d'énergie extérieure au système. La condition de stabilité de Hill repose sur le signe du travail du second ordre dW^2 .

$$d^2W = d\sigma_{ij} d\dot{\varepsilon}_{ij} = d\sigma_{ij} d\dot{\varepsilon}_{ij}^e + d\sigma_{ij} d\dot{\varepsilon}_{ij}^p < 0 \quad 2$$

Avec

$\dot{\varepsilon}_{ij}^e$: Déformation élastique

$\dot{\varepsilon}_{ij}^p$: Déformation plastique.

Se basant sur les travaux de Drucker et de Hill cités ci-dessus, Lade (1993; 1997, 2002) a défini théoriquement et expérimentalement une ligne d'instabilité dans le plan « q - p' ». L'auteur a prouvé que le postulat et le critère proposés par Drucker et de Hill ne sont pas des conditions nécessaires pour la stabilité. Cette ligne d'instabilité est formée par la droite joignant les pics de la contrainte déviatorique « q » qui correspond au sommet des surfaces de charge, passant par l'origine du plan « q - p' ». Dans la région au-dessus de cette ligne le sol se déforme plastiquement (Figure 1.7), cette droite d'instabilité n'est pas intrinsèque du sol, elle n'est pas unique, la position de cette ligne varie en fonction de la densité initiale du matériau (Benahmed, 2001).

La ligne d'instabilité est définie à partir des conditions de chargement, et la zone d'instabilité est définie à partir des conditions de drainage. Ceci explique pourquoi les instabilités peuvent se manifester dans les conditions drainées aussi bien que non drainées sous un chemin de contrainte (Chu et al. 2003). Le domaine entre la ligne de l'état critique où le seuil de plasticité est atteint (la ligne de rupture) et la ligne d'instabilité présente une région potentiellement instable sous certaines conditions.

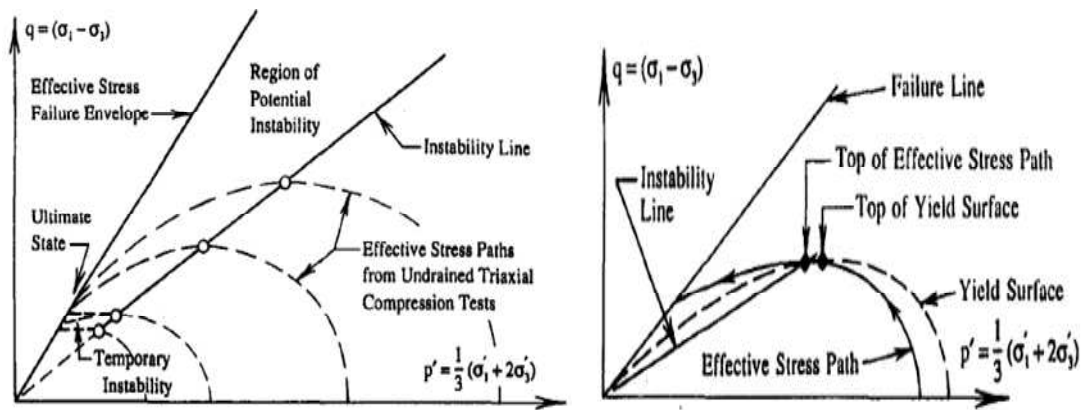


Figure 1. 7. Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan q - p' (Lade, 1997).

La figure 1.8 illustre les résultats des essais triaxiaux non drainés du sable Cambria sous des contraintes de confinement de 34 MPa réalisés par Yamamuro et Lade (1993). Les essais se sont déroulés à des vitesses constantes comprises entre 0.0042 %/mn et 0.74 %/mn. Les auteurs ont remarqué que la vitesse de déformation n'a pas d'influence sur la position de la ligne d'instabilité.

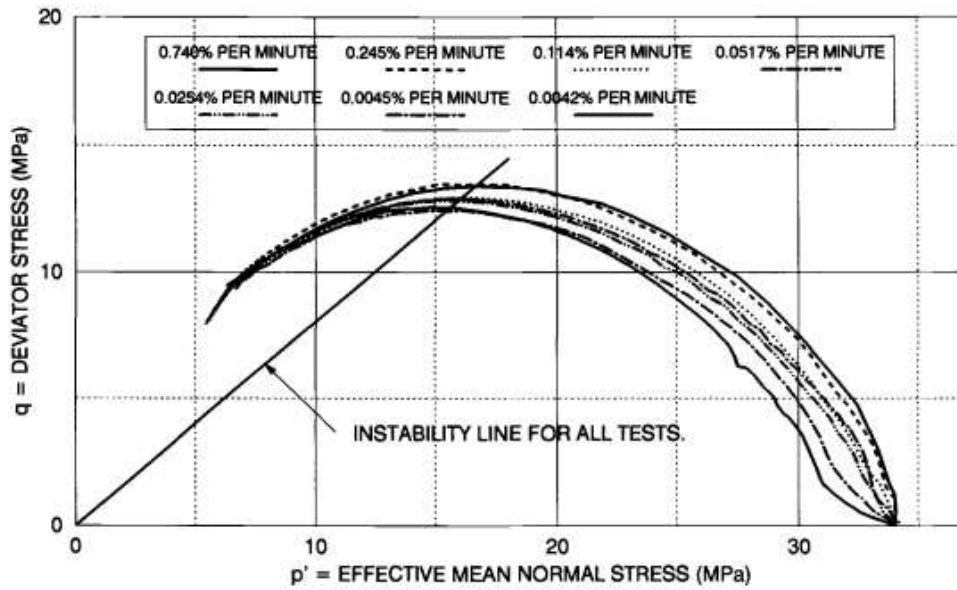


Figure 1. 8. Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade, 1997).

1.4.3. Etat caractéristique

Etat caractéristique, appelé aussi la transformation de phase ou changement de phase. Ces termes correspondent au passage de la contractance à la dilatance (Luong, 1978). Il représente le seuil de l'enchevêtrement des grains du matériau, et on lui associe un angle de frottement caractéristique φ_c .

- en compression

$$\varphi_c = \arcsin \frac{3\eta_c}{6 + \eta_c} \quad 3$$

- en extension

$$\varphi_c = \arcsin \frac{3\eta_c}{6 - \eta_c} \quad 4$$

η_c : représente le rapport des contraintes q/p' correspondant à l'état caractéristique.

Dans le cas drainé, en termes de déformations volumiques, l'état caractéristique est indiqué par un taux de variation de volume nul. Le comportement global du matériau correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer de surpressions interstitielles, générant ainsi des variations de volume généralement non nulles du matériau. Le comportement devient très rapidement dilatant, après une phase initiale de contractance juste au moment où il atteint l'état caractéristique.

Dans le cas non drainé, l'état caractéristique est défini par la droite passant par l'origine du plan « q-p' » et au point anguleux correspondant à l'inversion de la pression moyenne effective. Deux domaines sont identifiés :

- Un domaine subcaractéristique : le sol montre une tendance à la contractance avec un taux positif
- Un domaine surcaractéristique : le sol à un caractère dilatatant avec un taux négatif.

Le passage entre ces deux domaines est assimilé par une annulation du taux de génération de surpression interstitielle.

1.4.4. Etat critique

Casagrande (1935) (cité par Wood, 2007) a été le premier à avoir proposé la notion des vides critiques, en réalisant des essais drainés de cisaillement sur le sable à la boîte de cisaillement. Casagrande a observé une différence de comportement entre un sable dense et un sable lâche. Le sable dense présente un comportement contractant au début du cisaillement puis devient dilatatant, ainsi le volume de l'échantillon augmente et la densité relative diminue. Au contraire, dans le cas d'un sable lâche, le comportement reste contractant jusqu'à la fin de l'essai, alors que le volume diminue et que la densité relative augmente. A des grandes déformations les deux sols arrivent à la même densité.

Les travaux de l'université de Cambridge (Roscoe et al. 1958) ont permis d'enrichir la notion d'indice des vides critiques proposée par Casagrande, en développant la notion de l'état critique (Figure 1.9). Le matériau se déforme d'une façon continue à volume constant avec stabilisation progressive vers la même résistance ultime correspondant à l'état de plasticité parfaite où le seuil de plasticité est atteint, appelé, l'état critique.

La plasticité parfaite est définie par les conditions suivantes :

- $d\varepsilon_v = 0$
- $e = e_0 - \lambda \lg p'$ avec $\lambda = \text{constante}$.
- $q = M p'$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{en extension : } M = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 + \sin \varphi_c} \\ \text{en compression : } M = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \end{array} \right. \quad 5$$

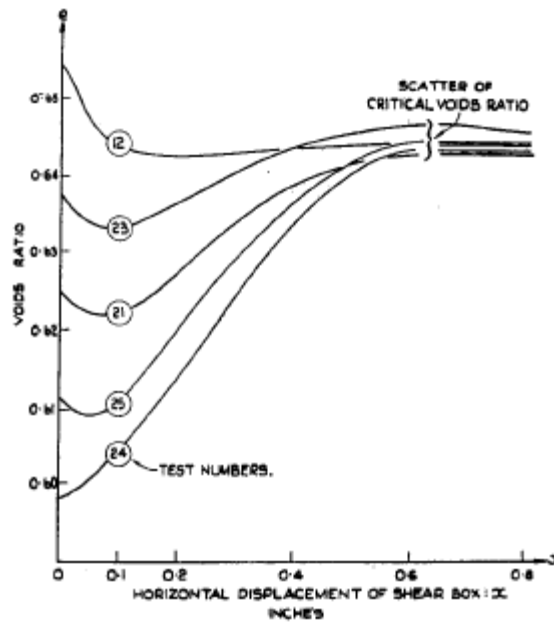


Figure 1. 9. Etat critique (Roscoe et al., 1958).

Instabilités et ruptures

1. 5. Introduction

La connaissance du comportement mécanique des sols est un élément indispensable dans le domaine de la géotechnique. Diverses approches expérimentales sont réalisées dans des conditions d'essais et des chemins de plus en plus variés. Celles-ci permettent d'approfondir les connaissances sur la rhéologie des matériaux.

L'instabilité dans ces matériaux peut être géométrique comme par exemple le flambement des poteaux, et matérielle telle que la liquéfaction dans les matériaux granulaires. Cette dernière instabilité se développe au niveau d'un point matériel du matériau. Notons que dans le cadre de notre travail, nous nous intéressons aux instabilités matérielles des matériaux, particulièrement des sables.

1. 6. Types des ruptures dans les matériaux granulaires

Depuis quelques années, des expériences spécifiques montrent que les instabilités peuvent se produire dans des conditions drainées et non drainées. Elles peuvent aussi se développer à l'intérieur strict du critère limite de plasticité de Mohr Coulomb. Dans ce contexte d'instabilité matérielle, deux modes principaux de rupture existent dans la pratique ; un mode localisé pour les milieux plutôt denses et un mode diffus pour d'autres milieux dits lâches.

1.6.1. Rupture localisée

Ce mode de rupture est le plus fréquemment observé dans la nature, par exemple dans les glissements de pentes qui se produisent par la rupture d'un bloc due à une concentration des déformations plastiques sous un chargement déviatorique (Figure 1.10). Étant donné le large domaine d'observation de ce phénomène ainsi que l'importance des dégâts causés par la présence de ces bandes de cisaillement, différents travaux de recherche ont été effectués sur des plans théoriques, numériques et expérimentaux (Besuelle et al., 2000 ; Sulem, 2006).

La rupture par la bande de cisaillement est souvent qualifiée de "rupture localisée", elle se manifeste par la localisation de la déformation plastique suivant des bandes de cisaillement. Les phénomènes d'instabilité reliés à la localisation des déformations résultent de l'ouverture de microfissures, dues au glissement et à la rotation inter-granulaire, éventuellement de l'écrasement des grains et des espaces poreux : ceci conduit à la formation d'une fracture macroscopique. Lors du cisaillement plusieurs bandes de localisation peuvent apparaître en même temps, mais une seule bande sera pleinement développée (Desrue 1991, cité dans Desrue, 2004).

Le suivi de la fissuration jusqu'à la détermination de la bande de déformation par les émissions acoustiques a fait l'objet de nombreuses études (Fortin, 2005 ; Fortin et al., 2005 ; Schubnel et al., 2005). Au moment où la fissure apparaît, il y a émission d'une onde qui va être enregistrée par les piézo-électriques résonnants. Connaissant la vitesse dans le milieu, il est alors possible à partir des temps d'arrivée de relocaliser l'événement, donc de déterminer la position de la bande de cisaillement.



Figure 1. 10. Rupture par bande de cisaillement,(a) in situ ; (b) lors d'un essai triaxial sur le sable d'Hostun HN31

Oda et Kazama (1998) ont étudié à l'échelle de la microstructure l'évolution de la bande de cisaillement des sables de Toyoura et Ticino en utilisant les rayons X au microscope et des plaques minces. Les auteurs relèvent que l'épaisseur de la bande de cisaillement est d'environ sept à huit fois la taille moyenne d'un grain du sable. Ils ont également noté des orientations des particules aux frontières des bandes de cisaillement (Figure 1.11). Contrairement aux observations de Hammad (1991) cité dans El Bied et al. (2002), la taille de cette bande est d'environ dix à vingt fois la taille moyenne d'un grain du sable.

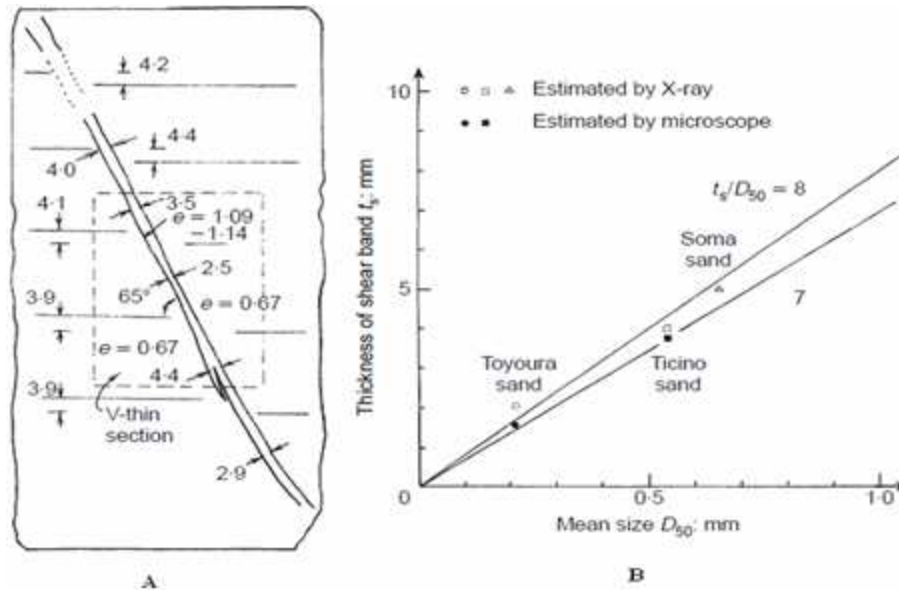


Figure 1. 11. Epaisseur de la bande de cisaillement (Oda et Kazama. 1998)

1.6.2. Rupture diffuse

La rupture diffuse est souvent à l'origine du basculement des bâtiments, des glissements de terrains et des ruptures de digues, de barrages et d'îles artificielles. Ces ruptures provoquent des dommages graves et coûteux en termes de vies humaines et des dégâts matériels importants. Le milieu perd tout ou partie de sa résistance au cisaillement, et se comporte à la manière d'un fluide ; Il devient alors incapable de supporter les charges verticales apportées par l'ouvrage.

Contrairement au mode de rupture localisée, la rupture diffuse se caractérise par l'absence de localisation de déformation plastique, avec un champ de déplacements erratique. L'approche proposée par Rice est incapable d'analyser ce type de rupture. L'exemple le plus connu de la rupture diffuse dans la géotechnique est le phénomène de la liquéfaction des sols (Figure 1.12).

On distingue deux types de liquéfaction dans la nature, selon le type de sollicitations appliquées : monotones ou cycliques, Dans le premier cas, elle est appelée la liquéfaction statique et dans le second cas, il s'agit de la liquéfaction cyclique.



Figure 1. 12. Rupture diffuse, Glissement de terrain en rupture diffuse, Santa Tecla Salvador, 2001 ; Basculement de Bâtiment à El Asnam, Algérie en 1980.

1. 7. Description du phénomène de la liquéfaction statique

Hazen (1920) (cité par Benahmed, 2001) fut le premier à introduire la notion de « liquéfaction » dans la mécanique des sols pour désigner la rupture d'un barrage. La liquéfaction statique comme la liquéfaction cyclique est un phénomène extrêmement spectaculaire et très dangereux pouvant provoquer des dégâts. De nombreux chercheurs ont été mobilisés dans l'étude de ce phénomène d'instabilité.

La liquéfaction statique se caractérise par une perte importante de la résistance au cisaillement et surtout par l'instantanéité du déclenchement de l'événement avec une vitesse élevée de propagation d'un volume important de sol à des distances significatives. Ce fut le cas par exemple lors de la rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000 m³ de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m.

C'est un phénomène d'instabilité caractéristique des matériaux granulaires tels que les sables lâches et saturés et quelques types d'argile qui présentent une tendance à la contractance sous chargement. Cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle dans le cas non drainé, qui conduit à la réduction des contraintes effectives. Le phénomène de la liquéfaction est étudié par un très grand nombre de laboratoires, plusieurs essais avec différents paramètres de contrôle ont été réalisés par plusieurs auteurs parmi lesquels (Castro, 1969 ; Finn et Vaid, 1977 ; Been and Jefferies, 1985 ; Canou, 1989 ; Canou et al., 1990 ; Verdugo and Ishihara, 1996 ; Benahmed, 2001 ; Daouadji et al., 2007 ; Chakraborty et al., 2011 ; Sitharam et al., 2012)

La figure 1.13 présente des résultats typiques de liquéfaction sous cisaillement monotone obtenus lors d'un essai triaxial de compression non drainée réalisé à déformation contrôlée sur le sable d'Hostun très lâche (Canou et al., 2002).

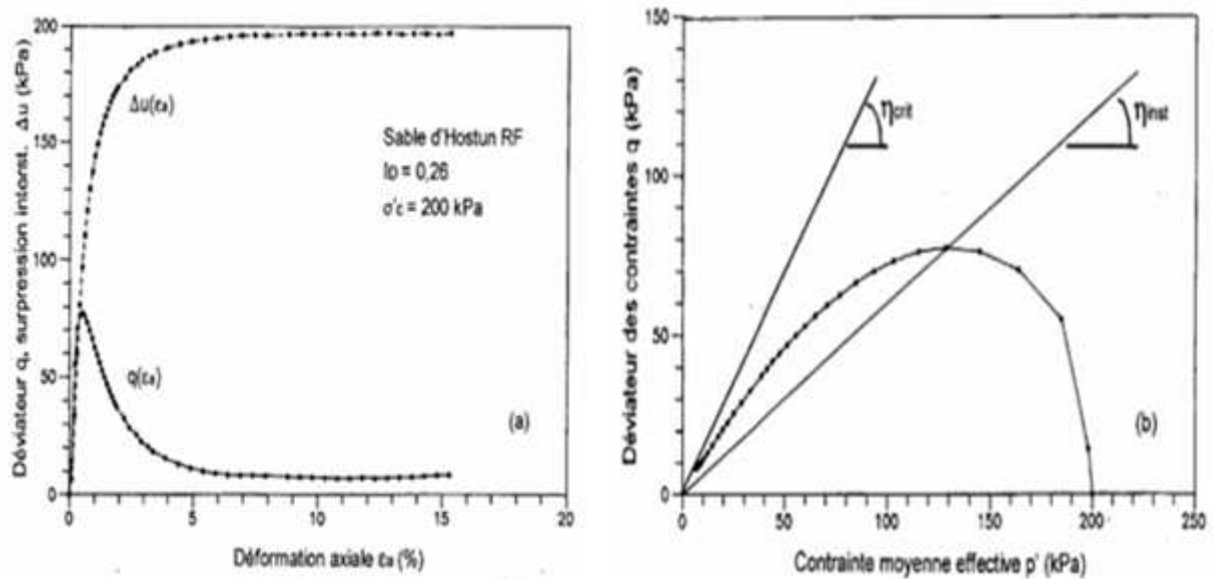


Figure 1. 13. Essai de liquéfaction typique réalisé à l'appareil triaxial, (a) courbe de cisaillement et de surpression interstitielle, (b) chemin des contraintes effectives (Canou et al., 2002).

La courbe de cisaillement (q , ϵ_a) se caractérise par un pic de résistance très marqué qui apparaît à faible niveau de déformation axiale, suivi d'une chute très rapide avec une stabilisation progressive autour d'une valeur ultime stationnaire très faible. La liquéfaction concerne toute la partie radoucissante du comportement, depuis le pic jusqu'à l'état ultime. L'évolution de la pression interstitielle développée lors du cisaillement rend compte du caractère très contractant du sable d'Hostun avec un taux de génération très élevé dès le début du cisaillement puis une stabilisation progressive vers une valeur avoisinant celle de la contrainte de consolidation. Le plan (q , p') présente le chemin typique des contraintes effectives, avec décroissance continue de la contrainte effective moyenne, migration vers l'origine des axes, puis stabilisation à l'état ultime ou état stable. On note également que l'angle de frottement mobilisé à l'initiation de l'instabilité est plus faible que l'angle de frottement maximum mobilisé à la rupture de Mohr Coulomb assimilable ici à l'état critique.

1. 8. Différents paramètres influant sur la liquéfaction du sable

La connaissance des éléments agissant significativement sur le comportement mécanique des sables vis-à-vis de leur liquéfaction, permet de quantifier et d'estimer les conditions de stabilité des sols. Nous présentons dans cette partie les principaux paramètres qui peuvent avoir une influence sur l'initiation et le développement du phénomène de liquéfaction statique dans les matériaux granulaires.

1.8.1. Influence de l'indice des vides

Le rapport du volume des vides sur le volume du solide, appelé l'indice des vides ou encore la densité relative, est un des principaux paramètres influençant le comportement global des matériaux granulaires. Les travaux expérimentaux ont été effectués par Yoshimine et Ishihara (1998) sur des échantillons du sable de Tayoura à partir d'essais triaxiaux de compression non-drainés consolidés à 490 kPa, avec des indices de densité différents (Figure 1.14). Les auteurs ont montré que pour les grands indices des vides (les sables lâches), le comportement du sol est contractant et par conséquent très sujet à la liquéfaction avec un fort radoucissement. Et parfois même pour l'échantillon très lâche ($e=0.930$) on observe une liquéfaction totale avec effondrement de l'échantillon. Au fur et à mesure que l'indice des vides diminue, les échantillons deviennent plus stables. Dans le plan (q, p') on constate une décroissance continue de la contrainte effective moyenne avec une migration vers l'origine des axes, et une stabilisation à l'état ultime ou état stable de déformation.

Dans le cas des sables denses, le comportement contractant se transforme en un comportement dilatant avec une résistance plus importante au cisaillement. Plusieurs travaux expérimentaux ont confirmé ces résultats, on peut citer par exemple les travaux de Sladen et al., (1985) ; Kramer and Seed, (1988) ; Alarcon-Guzman et al., (1988) ; Canou, (1989) ; Canou et al., (1991) ; Konrad et al., (1991) ; Been et al., (1991) ; Benahmed (2001) ; Belkhatir et al., (2010).

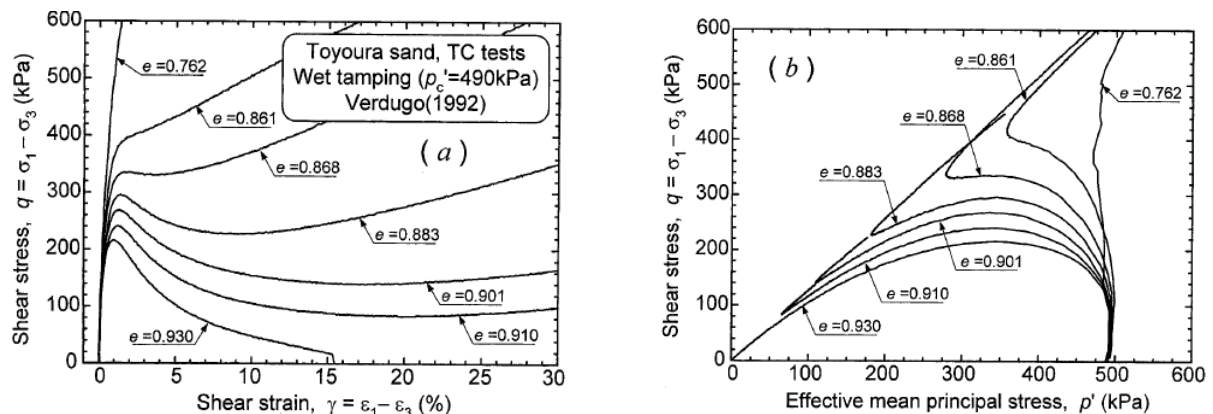


Figure 1. 14. Influence de l'indice des vides (Yoshimine et Ishihara, 1998).

1.8.2. Influence de la contrainte de consolidation isotrope

Dans le but de déterminer l'influence de la contrainte de consolidation sur le comportement du sable, nous présentons dans la figure les résultats des essais de compression non drainée réalisés sur du sable de Tayoura par Verdugo et Ishihara (1996); trois éprouvettes fabriquées avec un indice de densité identique ($D_r=18,5\%$) consolidées sous des contraintes de consolidation isotrope comprises entre 0.1 et 2MPa comme illustré dans la figure 1.15.

L'augmentation de ces contraintes engendre une augmentation considérable de la résistance au cisaillement du sol. On peut avoir de la liquéfaction statique avec des grandes valeurs de pression Reza et al (2005). Des observations similaires ont été faites par Lee (1965) et présentées par Yamamouro et Lade (1997) sur le sable lâche de Sacramento River, comme illustré dans la figure 1.16. Yoshimine (1999) a obtenu les mêmes résultats pour de faibles pressions (50 à 300kpa) sur le sable de Tayoura avec un indice des vides de 0,877. Gay et al. (2003) ont enregistré une diminution de l'angle de frottement de 5° à 7° avec augmentation de la contrainte de consolidation de 5 à 20kPa, au-delà de cette valeur, la diminution est moins marquante.

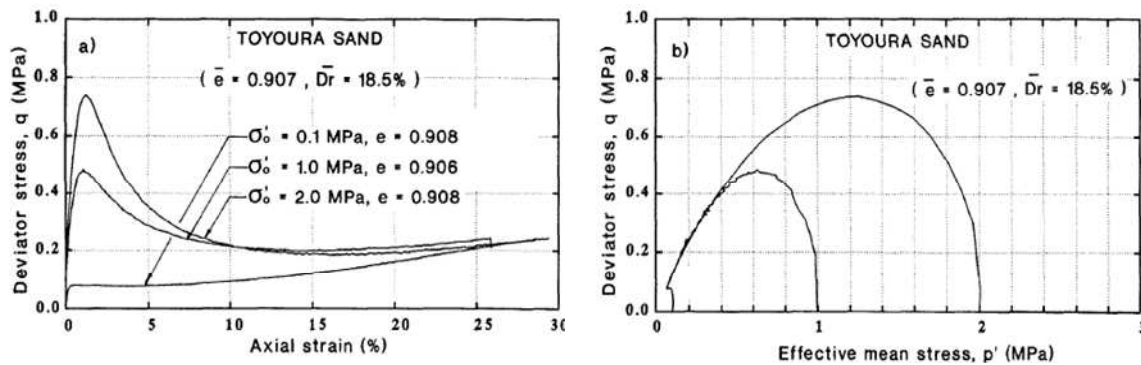


Figure 1. 15. Influence de la contrainte de consolidation (Verdugo et ishihara. 1996).

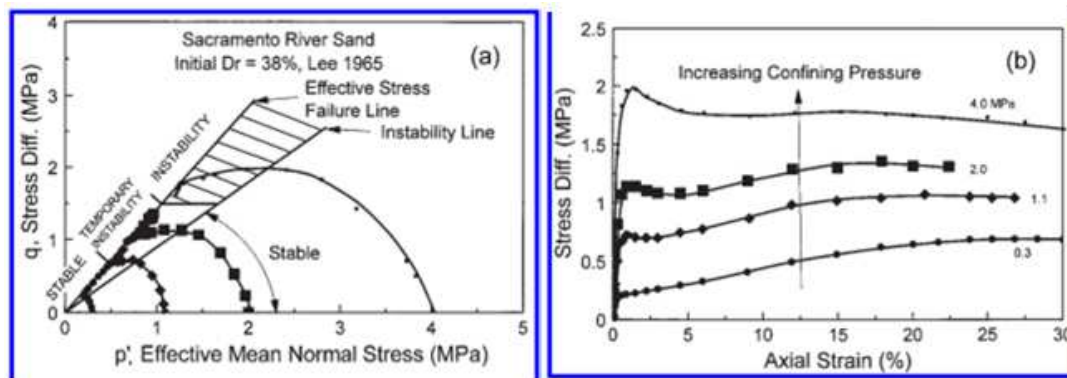


Figure 1. 16. Influence de la contrainte de consolidation sur le comportement du sable (Yamamouro et Lade. 1997).

1.8.3. Influence du trajet de chargement

Il est bien connu que le sol dans la nature subit plusieurs types de chargement. Ces chargements sont liés à des phénomènes naturels tels que l'érosion et la sédimentation, ou aux activités humaines comme le « remblai-déblai » au moment des terrassements. L'influence du chemin de contraintes joue un rôle primordial sur la liquéfaction. Cependant, de nombreuses études ont été présentées (Bishop, 1966 ; Kuerbis and Vaid, 1988 ; Vaid et al., 1990, 1995 ; Vaid and Thomas, 1995 ; Vaid and Sivathayalan, 1996 ; Ayoubian 1998 ; Doanh et al., 1997 ; Benahmed, 2001 ; Ching et Zhen, 2010 ; Jardine, 2011). Ces études permettent de comprendre les effets de chargement en compression et extension.

Des essais triaxiaux non drainés ont été réalisés par Yoshimine et Ishihara (1998) sur le sable de Toyoura consolidé de 50 à 500kPa. Deux types de chargement ont été utilisés dans cette étude soit en compression soit en extension. Les échantillons cisailés en compression sont passés d'un comportement liquéfiant à un comportement dilatant. En revanche, tous les échantillons se sont liquéfiés en extension (Figure 1.17).

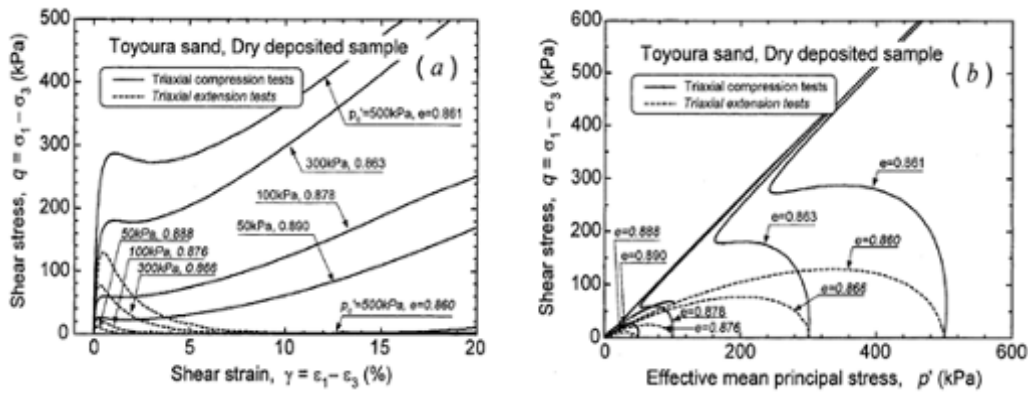


Figure 1. 17. Influence du trajet de chargement (Yoshimine et Ishihara, 1998).

1.8.4. Présence des fines

La présence des fines dans les squelettes granulaires joue un rôle primordial dans la réponse du matériau granulaire durant le chargement. Plusieurs études ont été consacrées à la compréhension de l'effet de ce paramètre sur le phénomène d'instabilité vis-à-vis de la liquéfaction (Sladen et al., 1985 ; Lade et Yamamuro, 1997 ; Lade et al., 1998 ; Thevanayagam, 1998 ; Polito, 1999 ; Polito et Martin, 2001 ; Monkul, 2010 ; Rees, 2010 ; Lade and Yamamuro, 2011 ; Yang et al., 2012).

La figure 1.18 présente les résultats des essais triaxiaux de compression monotone réalisés sur un mélange de sable du Nevada et du limon par Yamamuro et Lade (1999). Les auteurs ont montré que l'augmentation du pourcentage des fines dans les sables a pour effet de déstabiliser le matériau et par conséquent d'augmenter le potentiel de liquéfaction, à l'échelle de la microstructure. Cela explique par le fait que durant le cisaillement les fines occupant les points de contact entre les grains glissent dans les vides des grosses particules : ceci rend la structure métastable. Contrairement à Yamamouro et Lade (1999), Amini et Qi (2000) ont remarqué que l'augmentation du pourcentage des fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction.

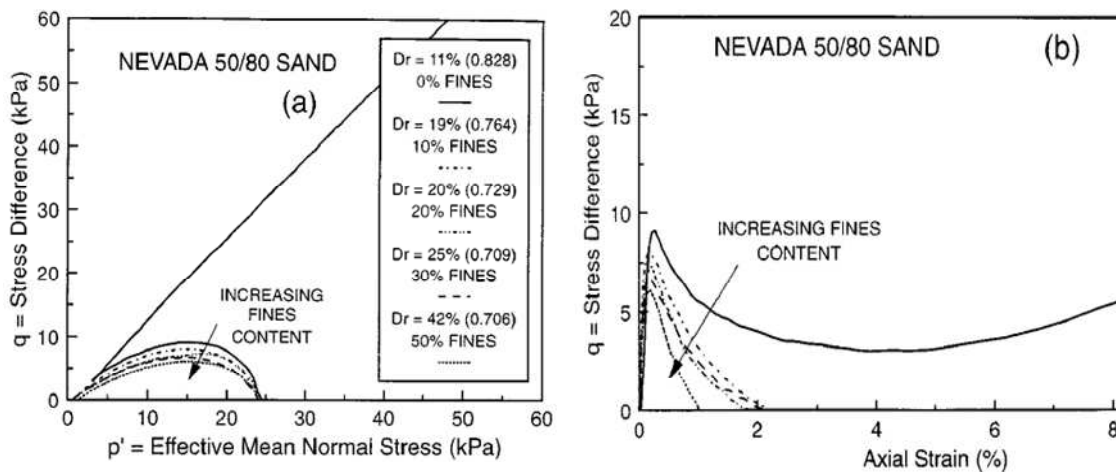


Figure 1. 18. Influence des fines sur le comportement du sable de Nevada (Yamamouro et Lade, 1999).

1.8.5. Influence d'un déviateur initial de contrainte

La figure 1.19 illustre les résultats de quatre essais triaxiaux non drainés, réalisés sur des échantillons de sable Sacramento River, avec un indice de densité compris entre 32 à 38% avec différents indices de consolidation $K_c=1, 1.5, 2, 2.25$ (Kramer et Seed, 1988). Les deux chercheurs ont remarqué que la susceptibilité à la liquéfaction augmente quand le niveau du déviateur de contrainte initial augmente ; par conséquent la résistance à la liquéfaction statique diminue. Ces observations ont été confirmées plus tard par Canou (1989) et Canou et al. (1991) ; Di Prisco et al. (1995) ; Matiotti et al. (1996) ; Doanh et al. (1997) ; Fing et al. (2006).

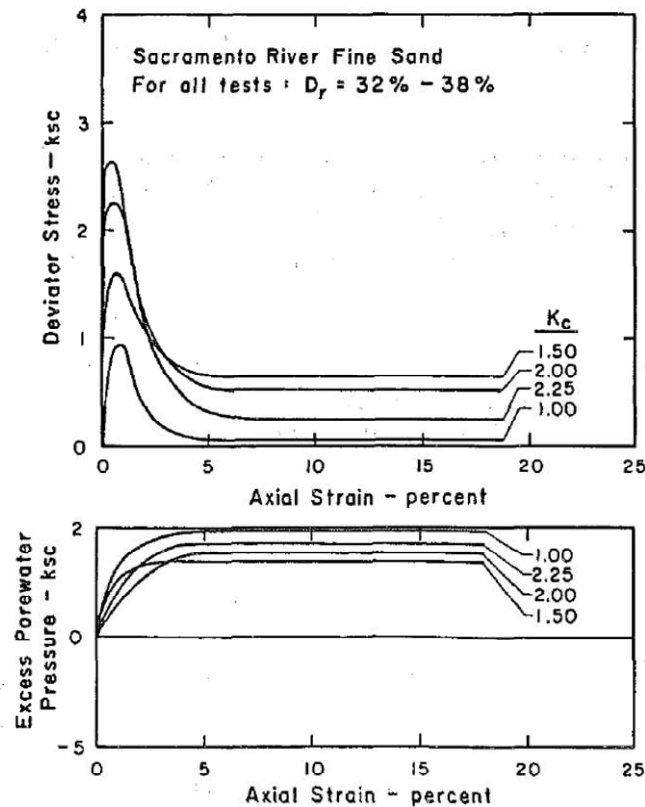


Figure 1. 19. Influence du déviateur de contrainte initial sur la résistance à la liquéfaction, (Kramer et Seed, 1988).

Microstructure

1. 9. Introduction

Cette section présente certains travaux qui permettent de mettre en lumière l'aspect microstructural afin d'expliquer le comportement mécanique. Plusieurs techniques non-destructives sont utilisées dans différents laboratoires de recherches permettant de caractériser la topologie microstructurale des différents matériaux en analysant des images telles que la tomographie X (la diffraction de rayons X), la spectrométrie Raman et la microscopie électronique par transmission (MET). Le microscope électronique à balayage (MEB) est notamment utilisé (Bhatia et Soliman, 1990 ; Jang et Frost, 2000 ; Nemat et Okada, 2001 ; Oda et al., 2004). Dans notre étude expérimentale nous allons utiliser une nouvelle technique basée sur la propagation d'ondes acoustiques appelée la technique des Bender éléments, afin de mieux comprendre les mécanismes de réarrangement des particules et le lien qui existe entre le comportement mécanique des sols et la microstructure du matériau. Cette technique permet d'étendre et d'enrichir les travaux antérieurs.

1. 10. Etat initial

Le matériau granulaire est composé d'un assemblage de grains en contact les uns avec les autres. Il est bien connu que l'état initial des éprouvettes en terme de structure (arrangement des grains) est un paramètre important qui a des effets considérable sur le comportement mécanique des matériaux. En effet, la microstructure initiale des échantillons peut évoluer en donnant naissance à des instabilités, ce qui implique que le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leurs modes de dépôt. La microstructure présente de plus en plus une alternative crédible pour de nombreuses études expérimentales et numériques (Collins et McGown, 1974 ; Vaid et al., 1999 ; Oda et al., 2004 ; Wood et al., 2008 ; Yamamuro et al., 2008 ; Cavarretta, 2009 ; Yimsiri, et Soga, 2010 ; Hatab et al., 2010).

Dans ce sens, en utilisant un microscope électronique à balayage, et à partir de deux modes de fabrication, le damage humide et la pluviation à sec, Benahmed (2001) a apporté quelques éclaircissements sur l'influence du mode de fabrication sur le comportement global. La microstructure a été analysée pour comprendre les différences qui existent à l'échelle macroscopique. Elle a montré que la technique de damage humide présente un empilement régulier d'agrégats et des macropores, favorisant l'apparition de l'instabilité (une structure assez irrégulière). En revanche, la pluviation à sec se caractérise par une structure plus régulière sans macropores. Elle favorise un comportement dilatant (voir la figure 1.20).

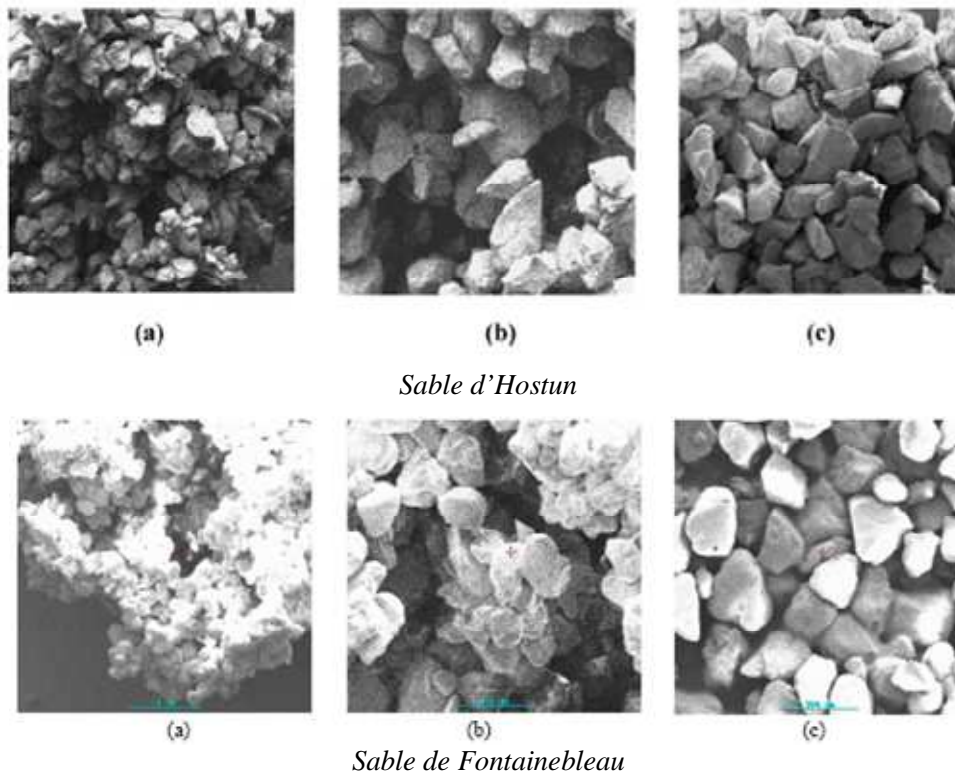


Figure 1. 20. Microphotographies du sable d'Hostun et de Fontainebleau mettant en évidence deux structures différenciées : (a) et (b) agrégats et macropores (damage humide) ; (c) empilement régulier (pluviation) (Benahmed et al., 2007).

1.11. Influence du mode de fabrication des éprouvettes sur le comportement global

Depuis les années soixante-dix, différents chercheurs ont pu observer l'existence d'un lien clair entre le comportement mécanique et la microstructure (Oda, 1972 ; Mulilis et al., 1977 ; Kuerbis et Vaid, 1988 ; De Gregorio, 1990 ; Ladd, 1977, 1978 ; Ishihara, 1996 ; Lagioia et al., 2006 ; Yamamuro et al., 2008 ; Hattab et al., 2010 ; Yimsiri et Soga, 2010 ; Della et al., 2011). Plusieurs techniques de préparation des éprouvettes ont été développées afin de mieux reproduire assez correctement l'état initial de ces sols tels qu'ils se trouvent dans la nature.

Des essais triaxiaux monotones non drainés ont été réalisés par Achilias et al. (2005) sur le sable de Toyoura fabriqué par différents modes : reconstruction par pluviation dans l'air, par vibration et par damage humide. Les résultats montrent l'influence considérable du mode de fabrication des échantillons sur le comportement mécanique global des matériaux granulaires (Figure 1.21).

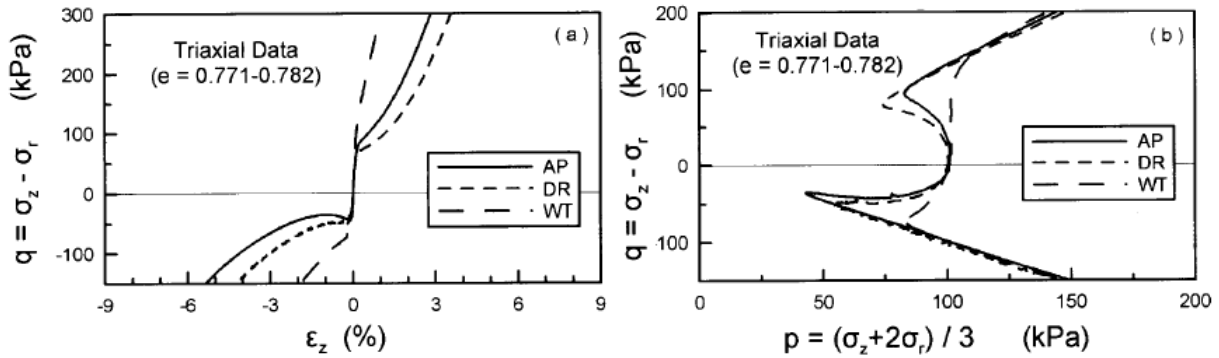


Figure 1. 21. Influence du mode de fabrication sur le comportement global du sable de Toyoura (Achilias et al., 2005).

Vaid (1999) a comparé le comportement mécanique de deux sables (Syncrude et Fraser river) de même indice des vides fabriqués par trois méthodes de préparation des sables : le damage humide, la pluviation à sec et la pluviation sous eau. L'auteur a observé un comportement typique de liquéfaction pour le damage humide, en revanche, pour la pluviation à sec et sous eau, on observe un comportement dilatant. Les courbes des chemins de contraintes que l'auteur a obtenues sont représentées sur la figure 1.22. Dans ce sens, des résultats similaires ont été présentés par Zlatovic et Ishihara, (1997) et Benahmed et al. (2004) sur le sable d'Hostun (Les figure 1.23 et 1.24). Kuerbis et Vaid (1988) ont réalisé une série d'essais de cisaillement non drainés sur le sable de Brenda. La figure 1.25, montre les différents comportements observés. Les auteurs ont remarqué un même comportement pour les deux échantillons préparés avec deux modes de reconstitution différents (pluviation sous eau et déposition par boue (Slurry deposition)). Les résultats présentés par Chang et al. (2011) confirment ceux déjà présentés par Kuerbis et Vaid (1988).

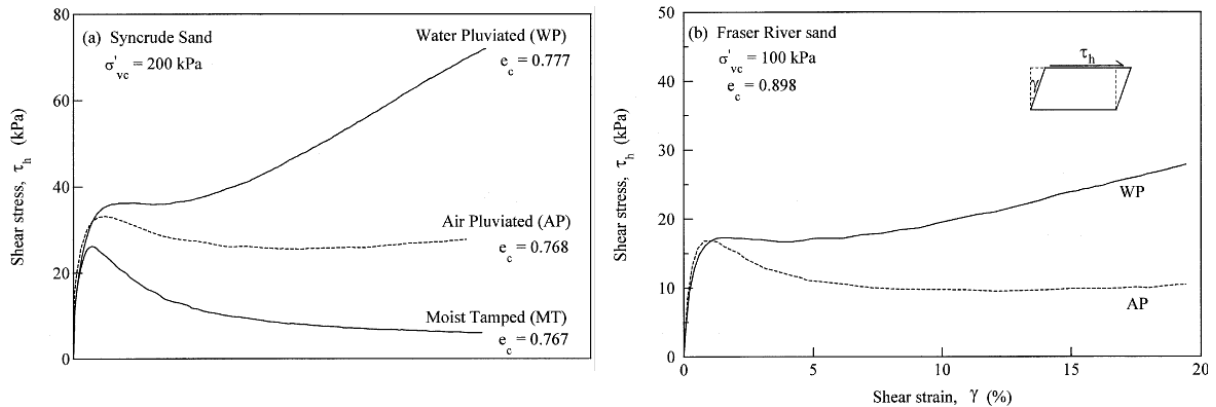


Figure 1. 22. Influence du mode de dépôt sur le comportement non drainé du sable : (a) Syncrude, (b) Fraser River (Vaid, 1999).

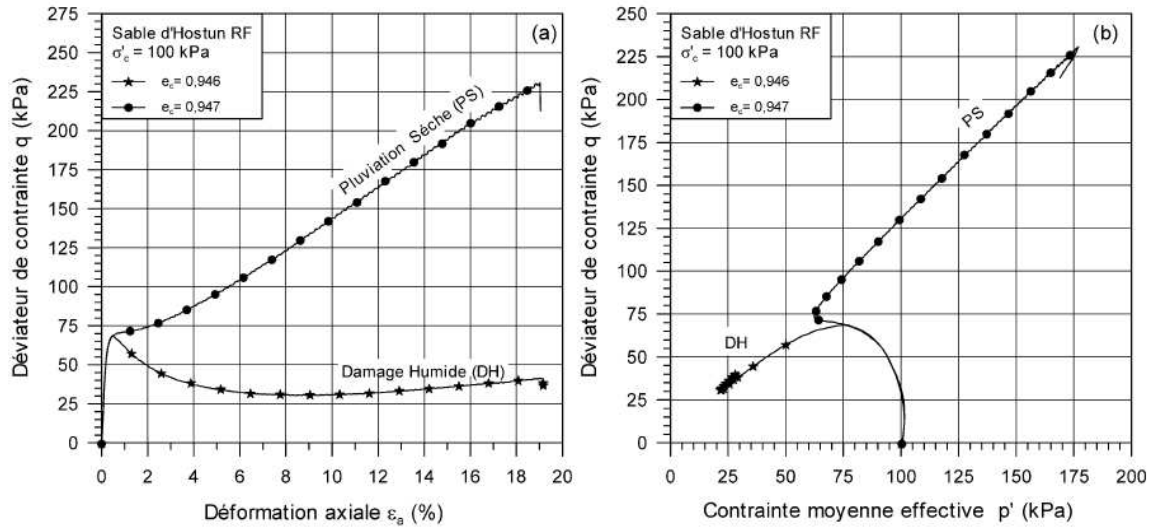


Figure 1. 23. Influence du mode de fabrication : (a) courbe de chargement; (b) courbe de variation de volume (Benahmed et al., 2004).

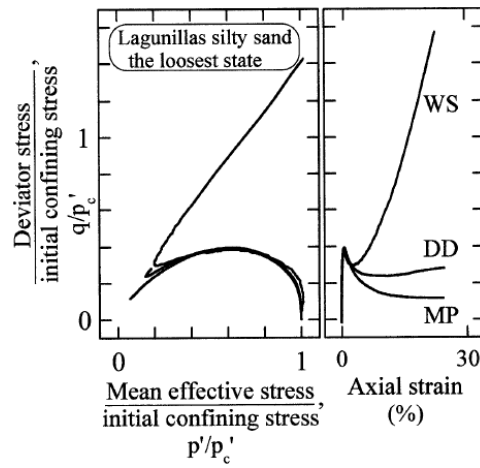


Figure 1. 24. Influence du mode de reconstitution sur le comportement non drainé du sable Brenda (Zlatovic et Ishihara, 1997).

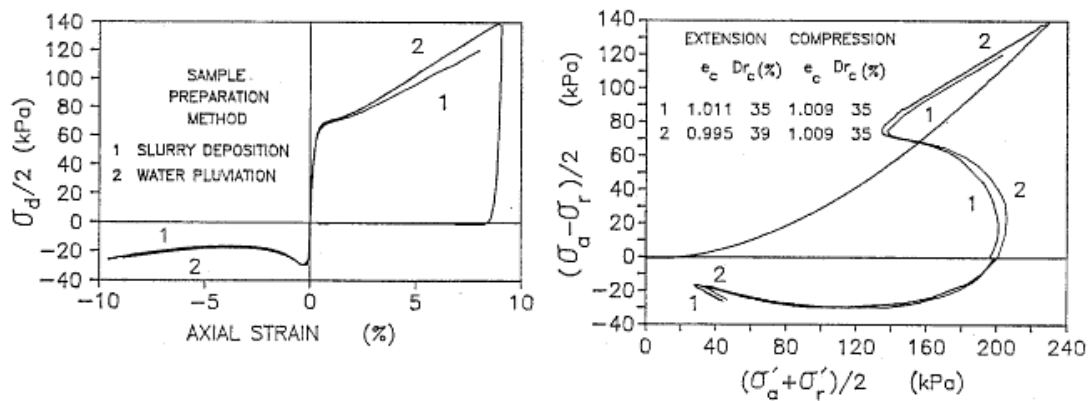


Figure 1. 25. Influence du mode de reconstitution sur le comportement non drainé du sable Brenda (Kuerbis et Vaid, 1988).

L'étude expérimentale réalisée par Yamamuro et Wood (2004) a mis en évidence l'existence d'une influence significative du mode de dépôt sur le comportement mécanique du sable. Silty. La figure 1.26 illustre les résultats expérimentaux des différents comportements observés des essais triaxiaux de compression non-drainés sur le sable de Nevada. La différence de comportement est significative. L'échantillon préparé avec la pluviométrie sous eau (water sedimentation) manifeste un comportement plus stable caractérisé par une forte augmentation du déviateur de contrainte par rapport aux deux échantillons fabriqués par le dépôt avec un entonnoir (Tapped funnel deposition and Fast funnel deposition).

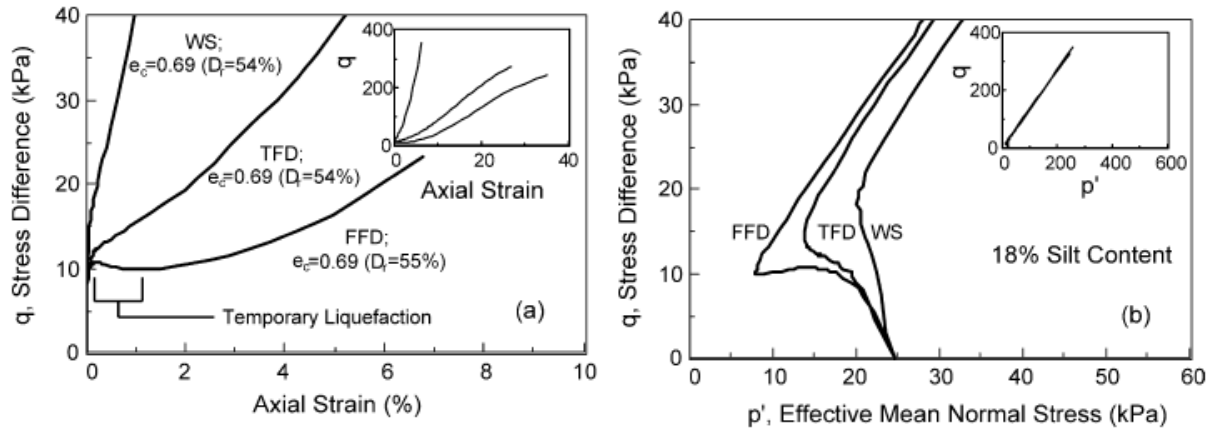


Figure 1. 26. Effect du mode de déposition sur le comportement non drainé du sable Brenda (Yamamuro et Wood, 2004).

Ezaoui et Di Benedetto (2009) ont confirmé ces constatations, en réalisant trois essais drainés sur des éprouvettes fabriquées avec la pluviation, vibration et damage humide, Ezaoui et Di Benedetto constatent que pour les deux modes de reconstitution, la vibration et le damage humide, le comportement a été quasiment le même tandis qu'un comportement différent a été observé dans le cas de la pluviation (Figure 1.27).

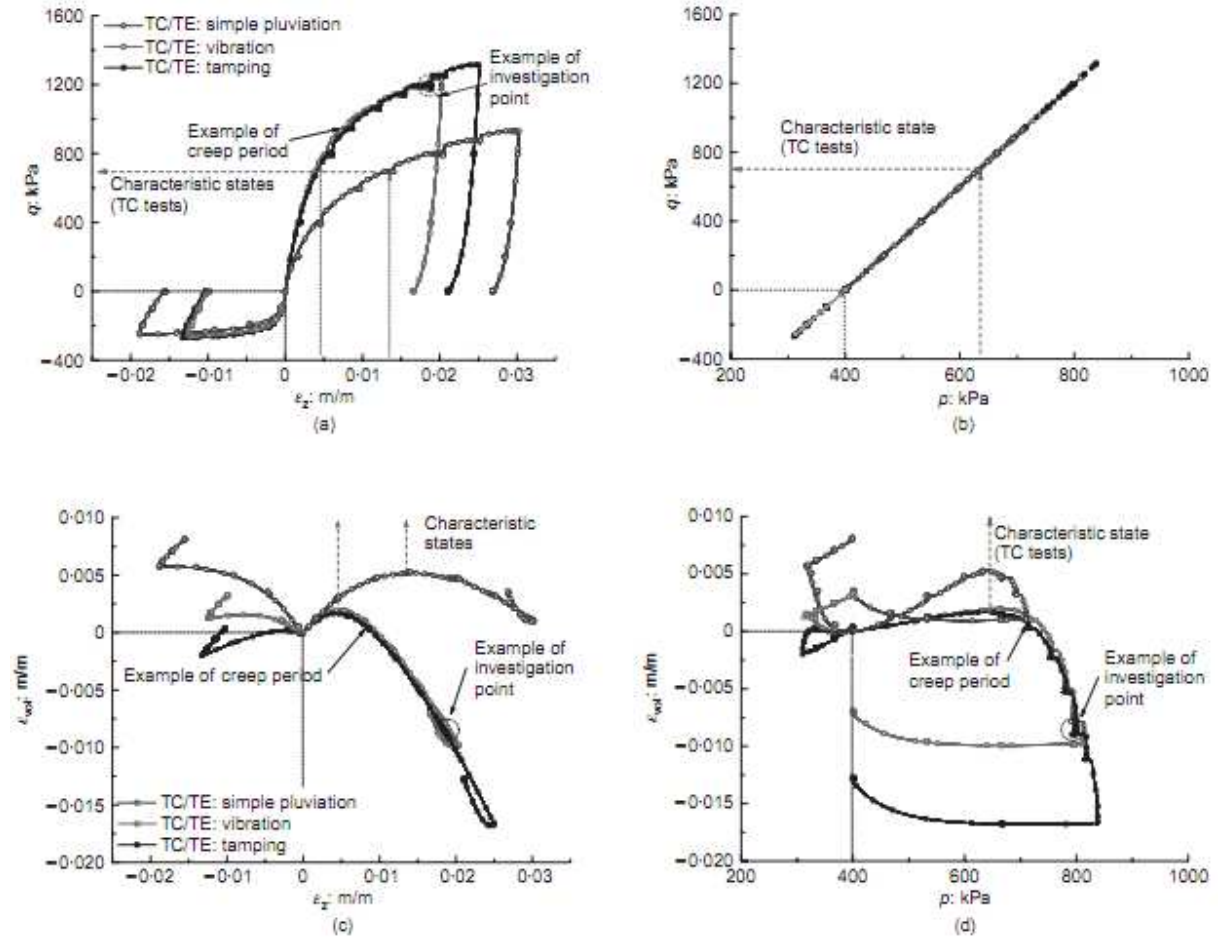


Figure 1. 27. Influence du mode de reconstitution sur le comportement non drainé du sable Brenda (Ezaoui et Di Benedetto, 2009).

Anisotropie

1. 12. Introduction

Un matériau est dit anisotrope si ses propriétés physiques et mécaniques varient selon les directions. L'anisotropie représente une caractéristique importante du comportement mécanique des sols supportant l'ouvrage. Parmi les principaux facteurs susceptibles de jouer sur l'initiation et sur l'évolution de l'anisotropie du matériau, on peut citer : le processus naturel (sédimentation par exemple) et les activités humaines (remblai-déblai, sols mixés avec des ciments).

1. 13. Principaux types d'anisotropie

On peut distinguer deux principaux types d'anisotropies dans la nature : anisotropie inhérente et anisotropie induite (Casagrande, 1944) cité par Bjerrum (1951).

1.13.1. Anisotropie inhérente

L'anisotropie inhérente est souvent observable dans le cas des sols surconsolidés ou déposés par couches lors du processus géologique de leur formation. Son existence est étroitement liée au mode de formation des sols (sédimentation, dépôts éoliens, remblaiement hydraulique dans le cas d'un dépôt artificiel,...etc.). Généralement, ce paramètre est étudié par différents laboratoires de recherche. Le plus souvent, avec des essais de compression à l'appareil triaxial.

Le mode de préparation des échantillons induit une anisotropie initiale au sein du matériau granulaire (Arthur et Menzie, 1972 ; Oda, 1972 ; Nishio et Katsura (1994) ; Dafalias et al. 2004 ; Suzuki et Yanagisawa, 2006). De nombreuses techniques de préparation des éprouvettes ont été développées afin de permettre de décrire assez correctement l'état initial des sols tels qu'ils se trouvent in situ. Dans le cas des sables moyennement denses à denses, la méthode la plus couramment utilisée est la pluviation à sec. Pour les sables lâches ou très lâches, la technique employée généralement est le damage humide.

Dans le but de montrer l'influence de la méthode de fabrication des échantillons sur l'anisotropie initiale, Oda (1972) a préparé des éprouvettes avec différents types de sable ayant un diamètre de 50 mm et une hauteur de 100 mm. Différents angles d'inclinaison peuvent être appliqués sur le moule de fabrications 0, 30, 60 et 90°, comme il est présenté dans la figure 1.28. Ensuite, une résine a été injectée dans les éprouvettes en vue d'un examen au microscope. Une analyse géométrique par traitement de l'image obtenue, a permis de caractériser les processus de formation et de quantifier l'orientation des contacts. On peut donc en déduire que le mode de reconstruction des éprouvettes a une influence significative sur l'anisotropie initiale des échantillons.

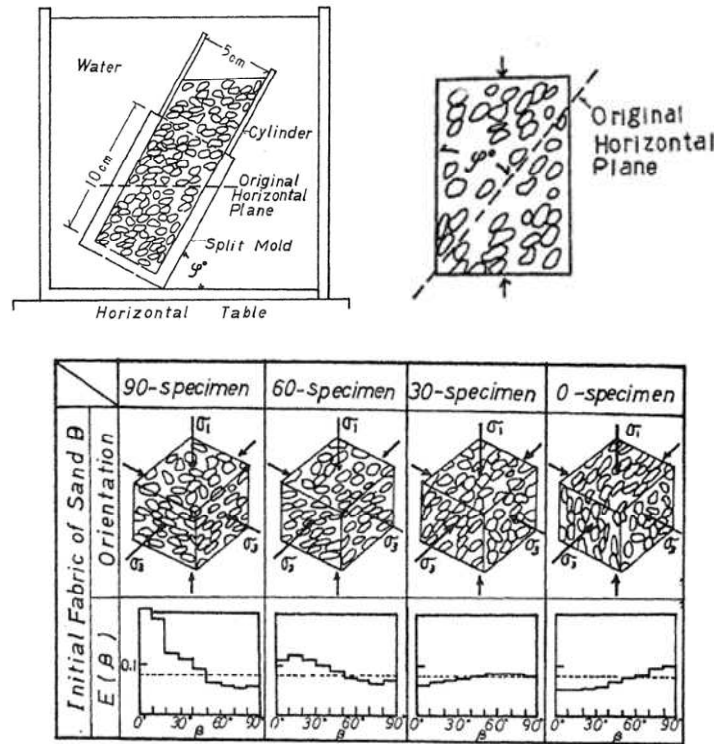


Figure 1. 28. Influence de la méthode de fabrication des échantillons sur l'anisotropie initiale.

Peu de temps après, avec la même procédure expérimentale utilisé par Oda (1972), Mulilis et al. (1977) ont étudié la répartition des orientations des plans tangents de contact entre les grains. Plusieurs méthodes de reconstitution d'éprouvettes ont été employées. Les auteurs ont observé une anisotropie initiale pour chaque mode de fabrication d'éprouvette. La pluviation a tendance à favoriser une orientation verticale des plans tangents, contrairement à la méthode de damage humide qui privilégie une orientation horizontale. Par contre, la méthode de vibration se situe au milieu, entre les deux. Ces observations ont été confirmées plus tard par Ibrahim et Kagawa (1991) sur le sable de River. Il faut remarquer que la méthode utilisée par ces chercheurs est destructive (figure 1.29).

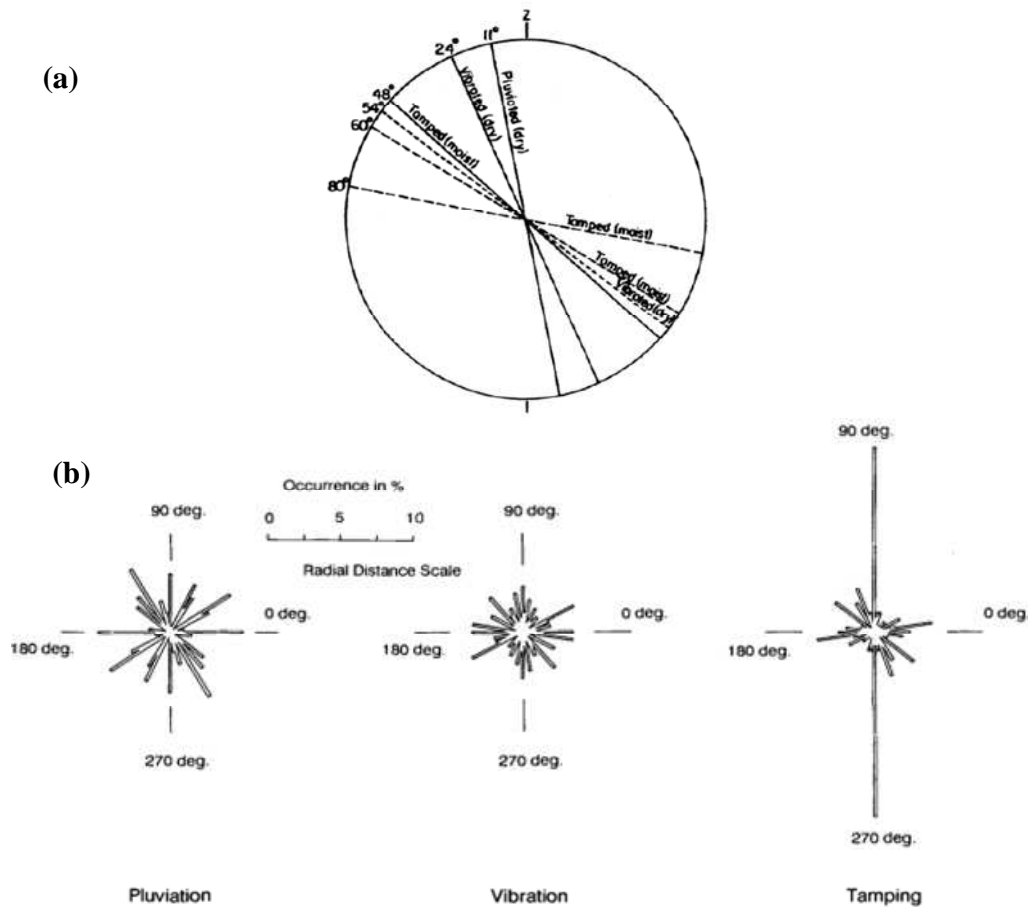


Figure 1. 29. Influence de l'orientation privilégiée des plans tangents de contact entre les grains pour différentes méthodes de fabrication des échantillons (damage humide, pluviation à sec et vibration) obtenu ; Par Mulilis et al. (1977) ; par Ibrahim et Kagawa (1991)

Plus récemment, un nouveau dispositif expérimental a été développé à l'ENTPE de Lyon par Di Benedetto et al appelé Triaxial StaDy. En utilisant la méthode de propagation d'ondes dans les matériaux granulaires, des capteurs piézoélectriques ont été placés sur le pourtour latéral de l'échantillon du sable d'Hostun. Ezaoui et Di Benedettoal (2009) ont observé l'existence de l'anisotropie initiale, et que cette dernière était directement liée aux modes de fabrication des échantillons. Pour la technique de damage humide, le module élastique mesuré dans le plan vertical est plus grand que celui mesuré dans le plan horizontal, tandis que pour la pluviation à sec et la vibration, le module élastique est plus grand dans le plan horizontal (Tableau 2).

Fabrication method	Stress path*	Material	e_0	E_z/E_r
Pluviation	Isotropic	Hostun sand	0.81 ± 0.01	0.89 ± 0.03
Vibration	Isotropic	Hostun sand	0.74 ± 0.01	0.91 ± 0.03
Tamping	Isotropic	Hostun sand	0.73 ± 0.01	1.11 ± 0.03

* Triaxial apparatus.

Tableau 2. Evolution de l'indice d'anisotropie initial pour différents modes de reconstruction d'éprouvettes (Ezaoui et Di Benedetto. 2009).

Le mode de préparation des échantillons induit une anisotropie initiale au sein du matériau granulaire. Les chemins isotropes ne modifient pas l'anisotropie de fabrication ; en revanche au cours du cisaillement une anisotropie a été remarquée et signalée dans tous les ouvrages traitant de ce sujet. La figure 1.30 présente les résultats des essais réalisés par Fioravante (2000) sur les échantillons des sables de Ticino et Kenya préparés par la pluviation à sec. Des mesures des vitesses d'onde $V_s(hh)$ et $V_s(hv)$ ont été prises à des contraintes isotropes de 25, 50, 100, 200 et 400 kPa. L'auteur a montré l'existence d'anisotropie initiale au sein des éprouvettes ; cet indice d'anisotropie initial varie de 1.15 à 1.2.

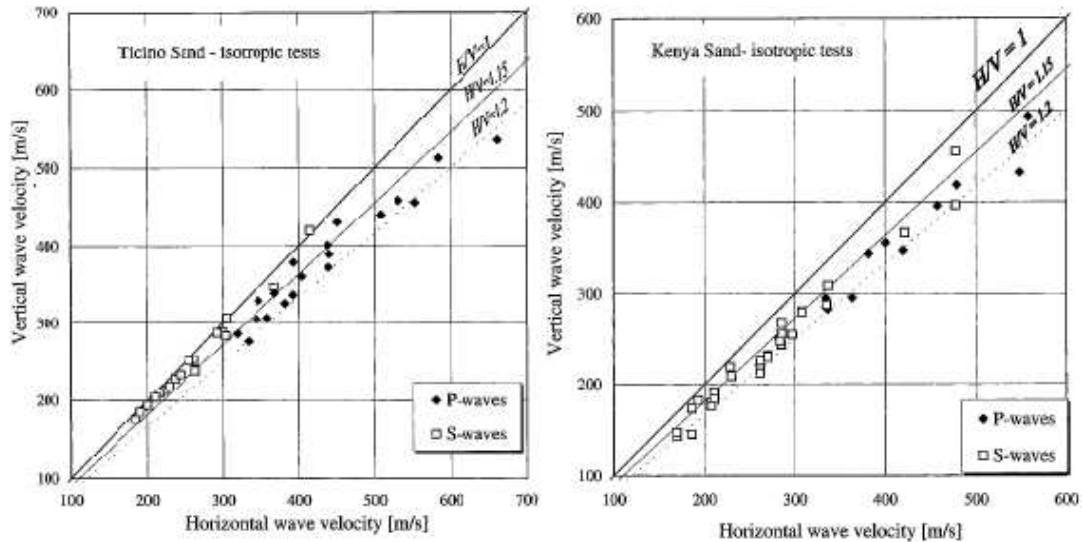


Figure 1. 30. Evolution de l'indice d'anisotropie initial sous chargement des contraintes effectives isotropes réalisé sur les sables Ticino et Kenya (Fioravante, 2000).

1.13.2. Anisotropie induite

Ce type d'anisotropie est lié directement aux sollicitations auxquelles est soumis le sol au cours du temps durant l'histoire de son chargement, par exemple les tremblements de terre, les cycles de charge décharge. En laboratoire, l'anisotropie induite est liée directement au rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale appliquée sur l'éprouvette. Pour un essai triaxial, la contrainte σ_3 est appliquée par l'intermédiaire de l'eau de la cellule triaxiale, tandis que la contrainte σ_1 est appliquée par l'intermédiaire du piston. Nous nous intéressons dans cette partie aux nombreuses études existantes dans la littérature sur l'anisotropie des sols.

Fioravante et Capoferri (2001) ont réalisé des essais triaxiaux sur le sable Ticino préparé par pluviation. Ils ont installé les capteurs piézo-électriques dans différentes directions, dans les embases inférieure et supérieure de la cellule, et sur le pourtour latéral de l'échantillon (Voir la figure 1.31). Ce dispositif expérimental a permis de caractériser le tenseur élastique anisotrope et une meilleure caractérisation d'anisotropie dans les sols. Les auteurs ont montré l'existence d'une anisotropie au sein des échantillons (Figure 1.32). Anhdan et Koseki (2005) ont constaté aussi sur des échantillons de sable réalisés par pluviation que la rigidité dans le plan horizontal est 20-40% plus élevée que celles du plan vertical.

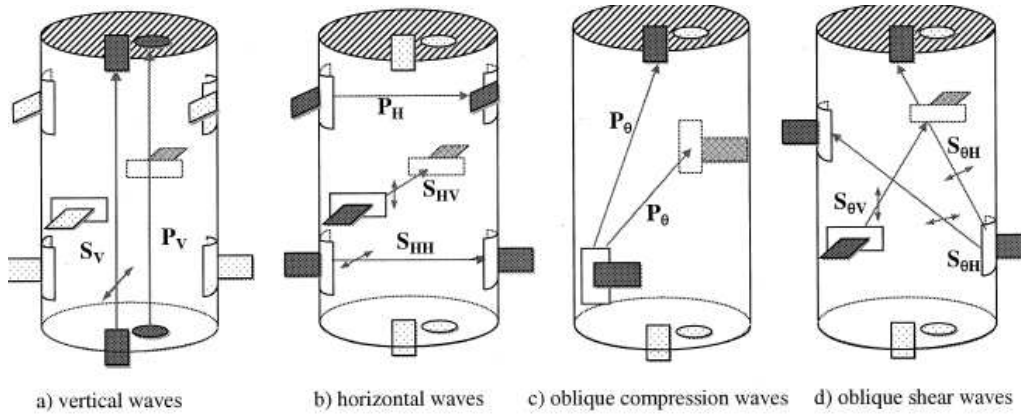


Figure 1. 31. Installation des Bender éléments sur des échantillons cylindriques dans différentes directions (Fioravante & Capoferri, 2001).

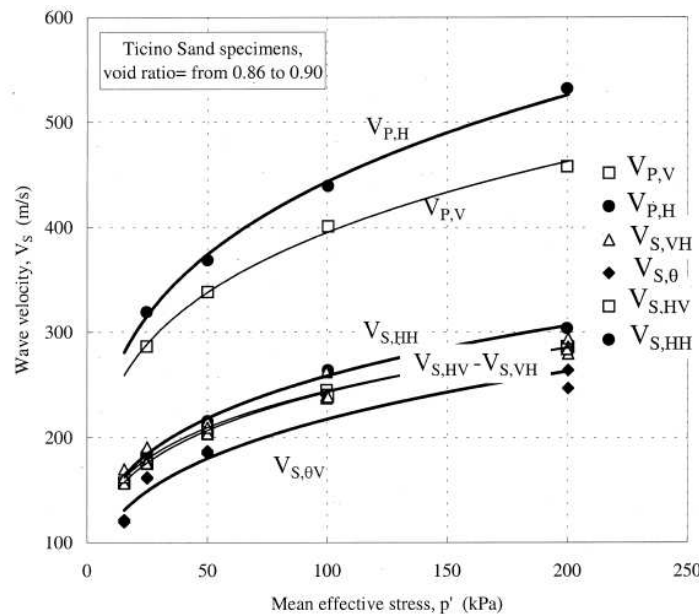


Figure 1. 32. Évolution des vitesses d'ondes obtenues avec des Bender éléments dans différentes directions (Anisotropie) (Fioravante & Capoferri, 2001).

Di Prisco et al. (1995) ont comparé le comportement non drainé de deux éprouvettes ayant le même indice des vides. La première a été consolidée isotropiquement à 100kPa, tandis que la seconde a été surconsolidée, consolidée d'abord à une contrainte isotrope jusqu'à 200kPa et puis déchargée jusqu'à 100kPa ($OCR=2$). Des comportements identiques ont été observés sur les deux éprouvettes avec une différence de la contrainte de résistance mobilisée (Figure 1.33). Le chargement déchargement a induit une densification et une anisotropie du matériau.

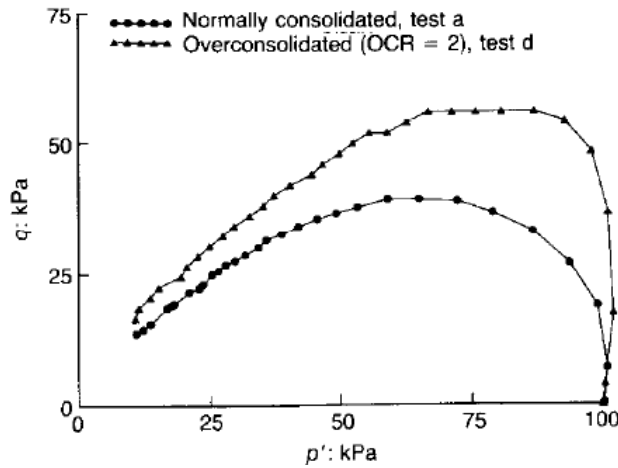


Figure 1. 33. Influence du chemin de contrainte sur le comportement non drainé du sable Di
Prisco et al. (1991)

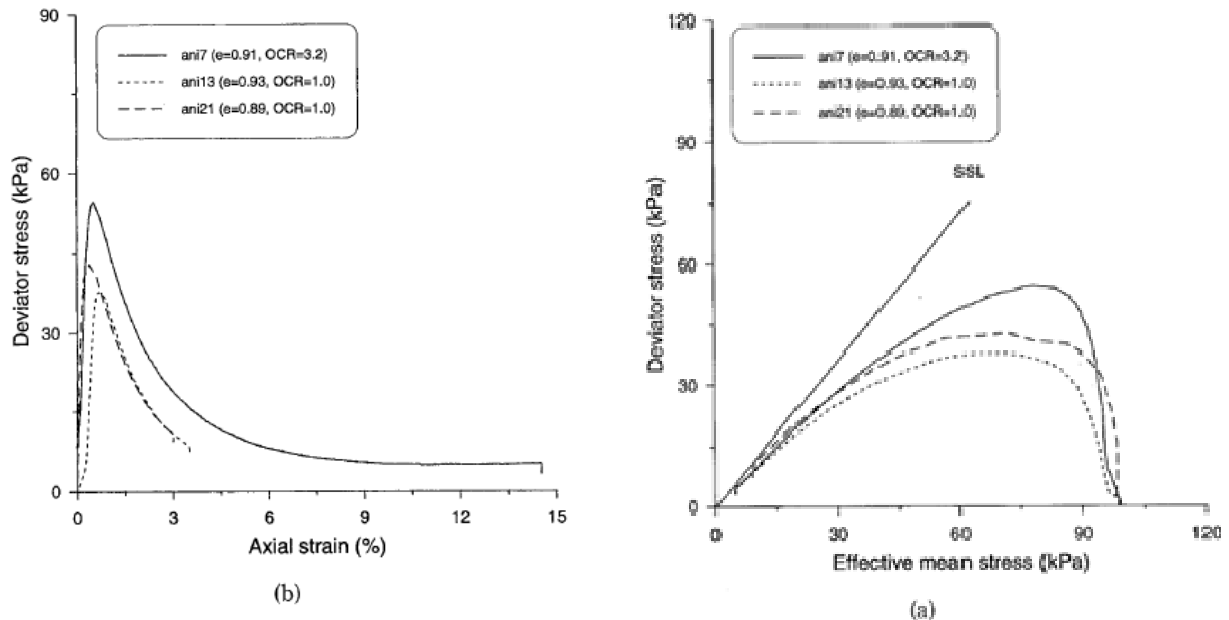


Figure 1. 34. Influence de l'anisotropie induite sur le comportement non drainé (Gajo et Piffer, 1999).

Sur le même axe de recherche, Gajo et Piffer, (1999) ont comparé le comportement non drainé de deux échantillons normalement consolidés ($OCR=1$) avec un échantillon surconsolidé (320kPa à 100kPa) ($OCR=3.2$). Toutes les éprouvettes ont un indice des vides presque identique (égal à 0.89 et 0.93). Les auteurs relèvent que la résistance non drainée dans le cas surconsolidé est 1.3 fois plus grande que dans le cas normalement consolidé, et que le chemin de la surconsolidation a effacé l'anisotropie initiale (Figure 1.34). L'augmentation du degré de consolidation engendre une expansion de la surface de charge. Des résultats présentant des tendances similaires ont été rapportés par Finge (2004) sur un sable d'Hostun lâche, en réalisant des essais triaxiaux d'extension et en compression avec un rapport de consolidation OCR allant de 1 jusqu'à 8. Les échantillons préparés avec des OCR

faibles ont présenté un comportement plus susceptible à la liquéfaction (Figure 1.35). Plusieurs études ont été rapportées par de nombreux auteurs (Moroto, 1973 ; Ohta et Nishihara, 1985 ; Kurukulasuriya et al., 1999 ; Yamada et al., 2010).

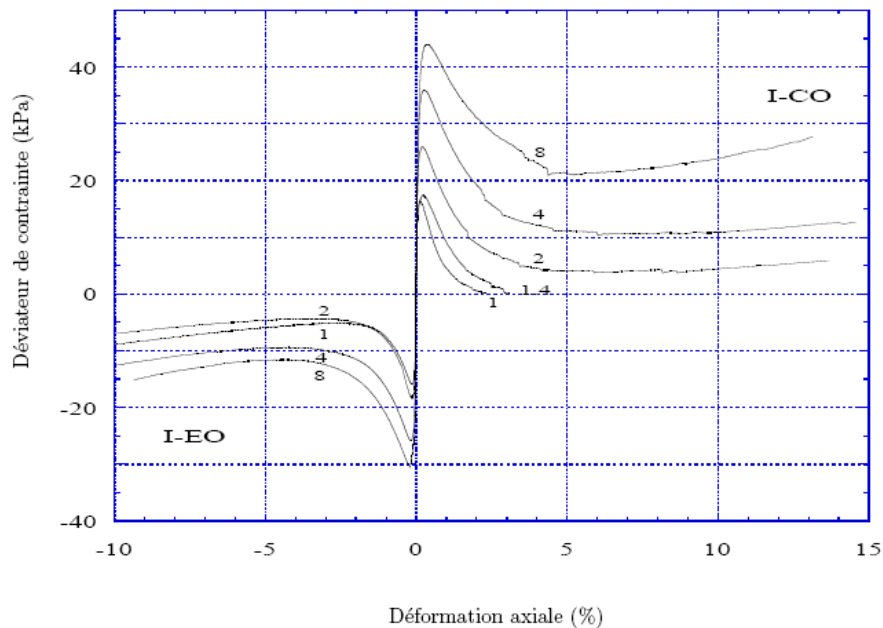


Figure 1. 35. Influence du degré de consolidation OCR sur le comportement non drainé du sable d'Hostun (Finge, 2004).

Plus récemment, Ezaoui et al. (2009) ont mis en évidence l'influence du mode de préparation des éprouvettes sur l'anisotropie induite, en utilisant la technique de la propagation des ondes acoustiques dans des échantillons du sable d'Hostun. Ils ont préparé trois échantillons : le premier avec le damage humide, le deuxième avec la pluviométrie sous air et le troisième avec la vibration. Ils ont trouvé que le dépôt humide produit une anisotropie plus marquante par rapport aux autres modes de fabrication d'éprouvette tel que montré sur la figure 1.36.

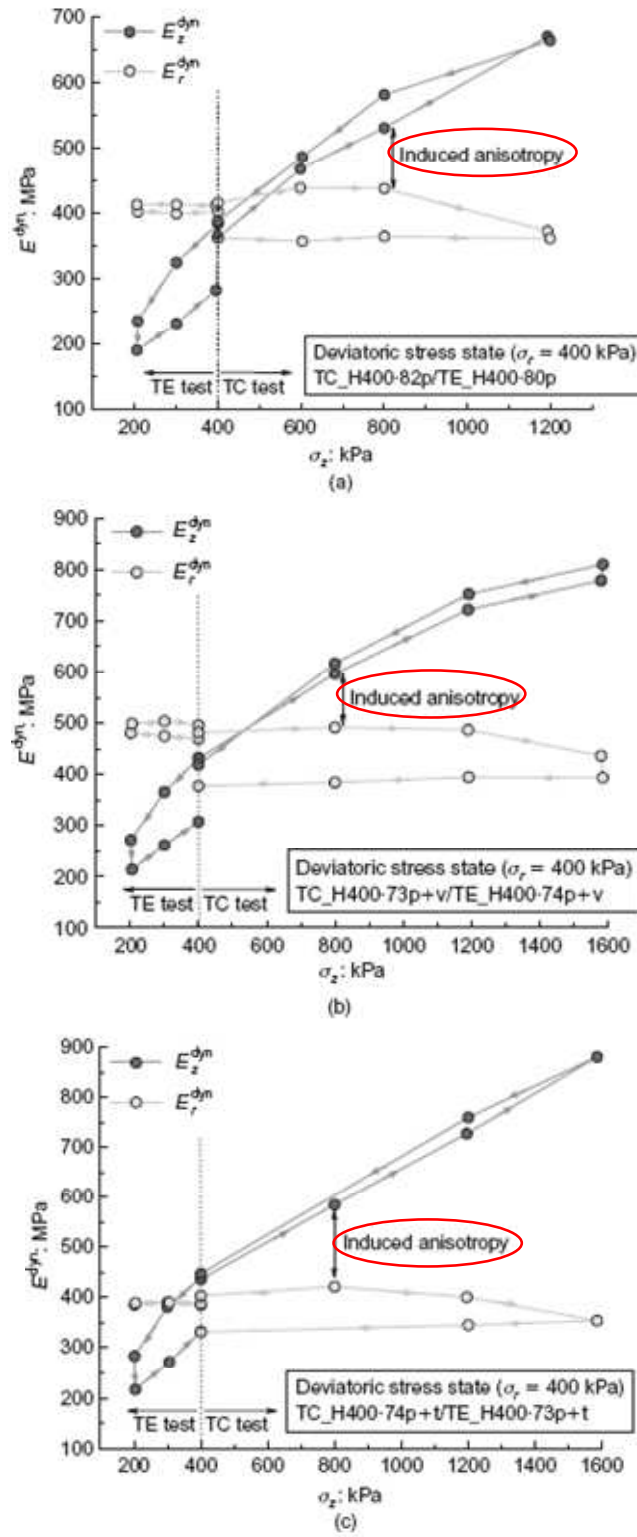


Figure 1.36. Evolution du module de Young durant le chargement pour différents modes de fabrication, (a) pluviation ; (b) vibration ; (c) damage (Ezaoui et al. 2009)

Une autre étude expérimentale a été faite par Ng et al. (2003) sur des échantillons non remaniés naturels et sur des blocs de tuf complètement décomposés (CDT). Avec des mesures des vitesses d'ondes de cisaillement multidirectionnelles, les éprouvettes ont montré clairement une anisotropie inhérente, avec un rapport de rigidité entre le module de cisaillement dans les deux plans, horizontal et vertical (G_{hh}/G_{hv}), variant de 1,26 à 1,36 (Figure 1.37).

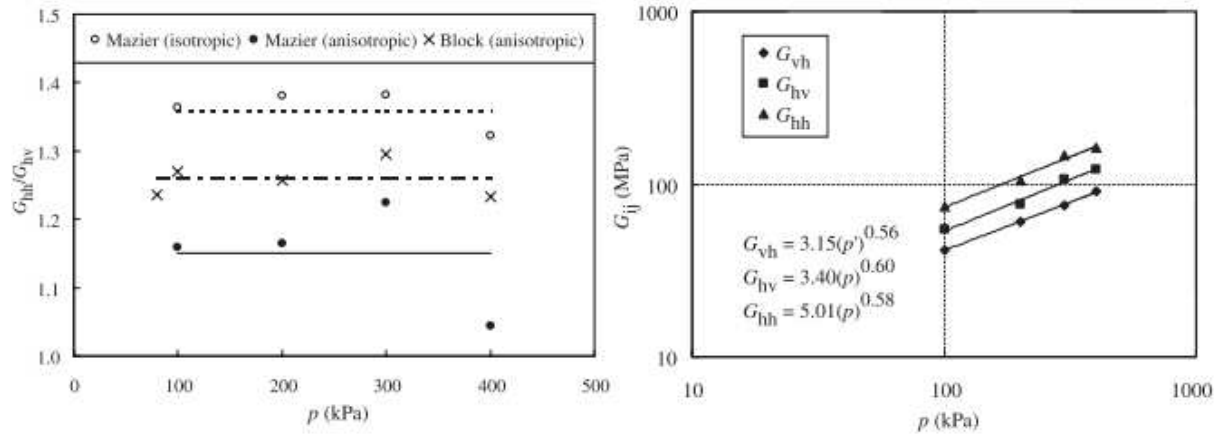


Figure 1. 37. Evolution de l'indice d'anisotropie G_{hh}/G_{hv} et les modules de rigidités en fonction de la contrainte moyenne effective (Ng et al., 2003).

Propagation d'ondes dans les matériaux granulaires

1. 14. Introduction

La connaissance fine de la propagation des ondes dans les matériaux granulaires et les avantages qu'elle pourra apporter à différentes problématiques est au centre de nombreuses activités variées (génie civil, géophysique ...etc.). Actuellement, la compréhension du comportement de la matière à l'échelle des grains présente un véritable défi scientifique et technique. La propagation des ondes ultrasonores fournit une méthode d'investigation originale et non destructive de ces matériaux granulaires. Les récentes études réalisées à l'échelle microscopique montrent qu'un matériau granulaire présente un fort désordre structural et de non homogénéité. Cette complexité du milieu peut provoquer le phénomène de diffusion des ondes acoustiques et une discontinuité des efforts. Les simulations numériques faites par plusieurs chercheurs dans des mathématiques différentes ont montré des distributions très hétérogènes des forces de contact entre les particules (Agnolin, 2005 ; Roux et al., 2007).

Le module de cisaillement est obtenu à l'aide de la relation suivante :

$$G = \rho V_s^2 \quad 6$$

Avec

V_s : Vitesse des ondes de cisaillement exprimée en m/s.

ρ : Masse volumique du sol exprimée en Kg/m³

Plusieurs approches expérimentales sont menées, sur des sols de plus en plus variés, afin d'approfondir les connaissances sur la rhéologie des sols vis-à-vis de la propagation des ondes acoustiques. De nombreuses études en laboratoire ont eu pour but de montrer les avantages de la méthode de propagation des ondes dans les sols.

Les travaux de Roesler (1979), ont mis en évidence une relation théorique entre le module élastique de la rigidité et la vitesse de propagation d'ondes. Les travaux expérimentaux ont été réalisés sur des échantillons cubiques de sable. « Pa » est la pression atmosphérique.

$$G_0 = C.P_a^{(1-n-m)} \sigma_a^n . \sigma_p^m \quad 7$$

Hardin (1978) cité dans Yu (1983) a proposé à partir des essais sur la colonne résonnante une expression pour déterminer le module de la rigidité intégrant les trois contraintes principales (σ_1 , σ_2 et σ_3), A et C sont les paramètres à déterminer expérimentalement.

$$G_0 = C.P_a^{(1-n)} \sigma_a^n . \sigma_p^m = \frac{A}{F(e)} P_a^{1-n} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right)^n \quad 8$$

Dans le cas où le sable utilisé est angulaire, $A=700$ et

$$F(e) = \frac{1+e}{(2.17-e)^2} \quad 9$$

En revanche, dans le cas où le sable est arrondi, $A=326$ et

$$F(e) = \frac{1+e}{(2.97-e)^2} \quad 10$$

En 1989, Hardin et Blanford ont développé une expression pour calculer le module élastique de rigidité G_{ij} , en absorbant les deux paramètres de contrainte principales σ_i et σ_j .

- i : Correspond à la direction de propagation d'onde.
- j : Correspond à la direction du mouvement des particules du sol.

$$G_{ij}^e = \frac{OCR^k}{F(e)} \cdot \frac{S_{ij}}{2(1+\nu)} P_a^{1-n} (\sigma_i \sigma_j)^{n/2} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad 11$$

Avec : OCR : Degré de consolidation.

$F(e)$: Fonction d'indice des vides, $F(e) = (0.3+07)*e^2$.

S : Dimension du coefficient élastique de la rigidité.

ν : Coefficient de poisson.

P_a : Pression atmosphérique.

n : Constante élastique, dans le cas du sable n égale 0.5. .

σ_i : Contrainte effective verticale.

σ_j : Contrainte effective horizontale.

Zeng et Ni (1999), Zeng et Grolewski (2005), ont réalisé des essais œnométriques avec des Bender éléments dans différentes directions sur différents types de sol : sable d'Ottawa, sable de Pool Filter et l'argile de Lexington. Les résultats expérimentaux présents sont comparés à l'équation de Hardin et Blanford (1989), qui montre un bon accord entre les deux résultats (Figure 1.38).

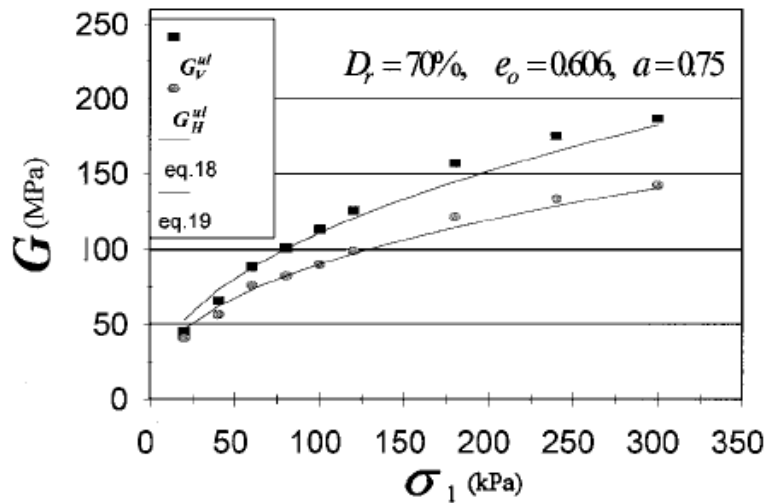


Figure 1. 38. Comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus par Zeng et Ni (1999) avec l'équation de Hrdin et Blanford (1989).

Contrairement à Zeng et Ni (1999), Alba et al. 1984 ont comparé les valeurs de Vitesse d'onde mesurées obtenues lors des essais triaxiaux cycliques de liquéfaction sur des échantillons de sable sec d'Ottawa 30-40 avec celles calculées à l'aide de l'équation de Hardin. Une différence a été enregistrée entre les deux résultats, comme il est illustré sur la figure 1.39.

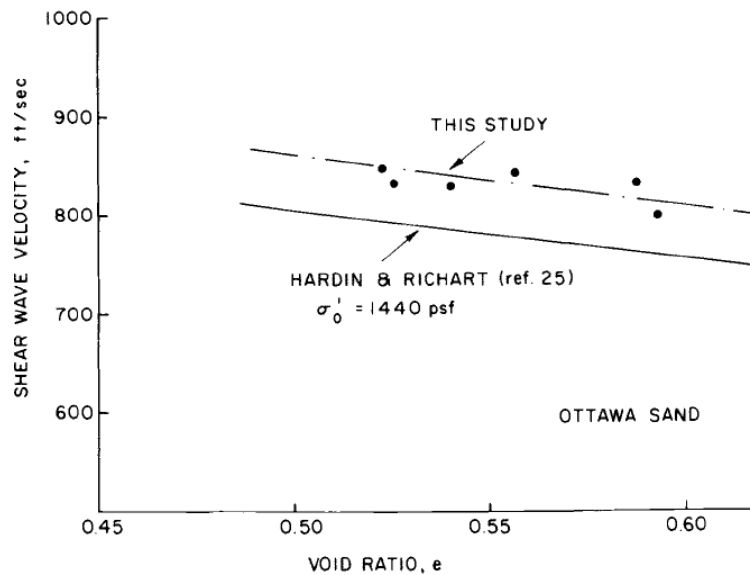


Figure 1. 39. Comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus par Zeng et Ni (1999) avec l'équation de Hrdin et Blanford (1989).

Les résultats expérimentaux de Koutsoftas et Fischer (1980), Saada et Macky (1985), Hardin et Drnevich (1972) et Kagawa (1992), regroupés dans la figure 1.40, mettent en évidence la variation du module de cisaillement G en fonction de la déformation. Une forme non linéaire avec un domaine quasi constant en petites déformations est observée.

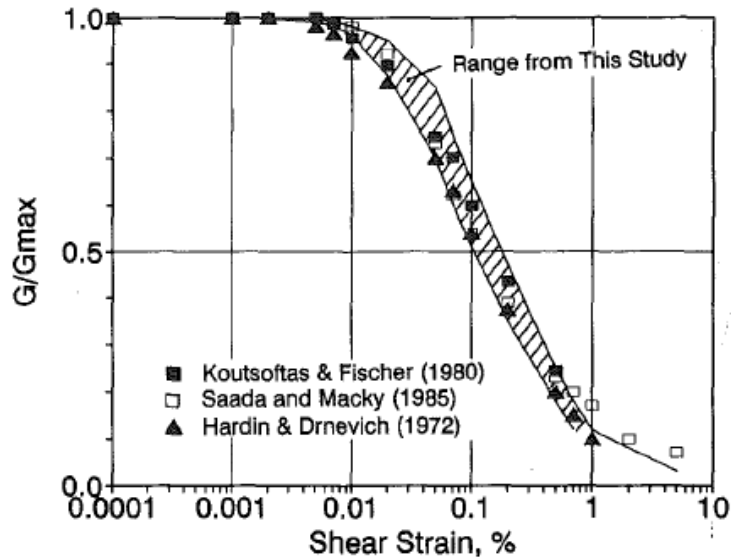


Figure 1. 40. Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation (Kagawa, 1992).

La figure 1.41 illustre une comparaison entre les modules mesurés avec les Bender éléments et ceux obtenus par la colonne résonnante pour les cinq essais réalisés. Dyvik et Madshus (1985) révèlent des résultats très proches les uns des autres. Un peu plus tard, des résultats similaires ont été obtenus par Thoman et Hryciw (1990) et Brignoli et al. (1996).

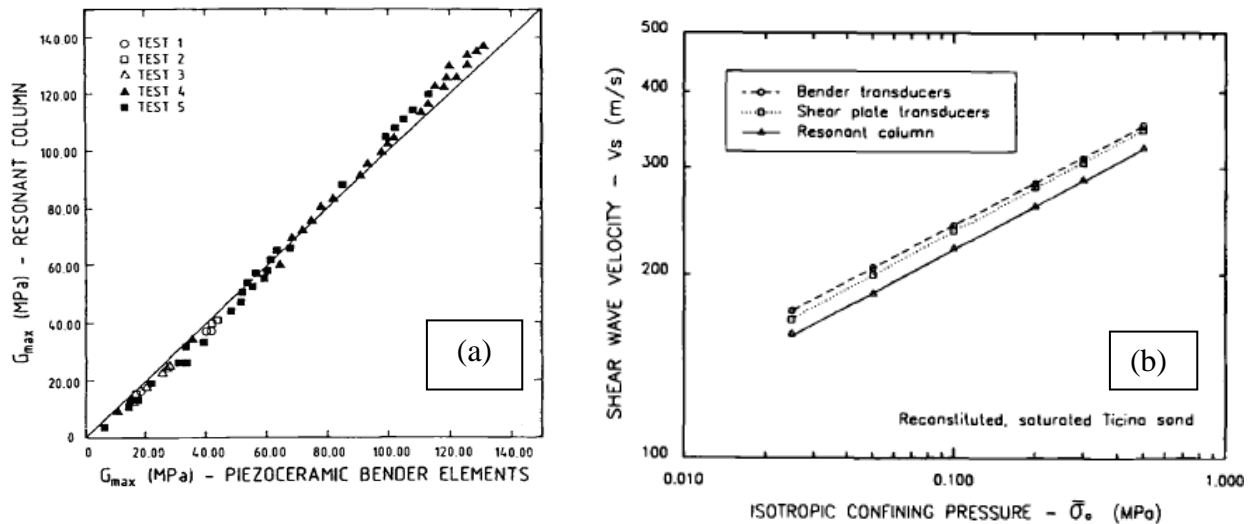


Figure 1. 41. (a) Comparaison du module de rigidité mesuré avec colonne de résonnante et Bender éléments du sable de Ticino Dyvik et Madshus (1985). (b) Comparaison du module de cisaillement mesurée avec la colonne de résonnance, plaques de cisaillement et Bender éléments (Brignoli et al 1996).

Contrairement à Dyvik et Madshus (1985), Thoman et Hryciw (1990) et Brignoli et al (1996), Fioravante et al (1994) ont réalisé des essais de propagation d'ondes sur deux types de sol (sable et argile). Les auteurs ont constaté que les modules de rigidité mesurés avec les Bender éléments sont plus grands que ceux mesurés par la colonne résonnante. Jamioikowski et al (1994) ont confirmé ces observations.

Fam et Santamarina (1995) ont présenté des mesures d'onde menées au cours de consolidation réalisée sur des échantillons kaolinite, avec quelques modifications de l'appareil œnométrique. Les auteurs révèlent une augmentation de la vitesse d'onde, en parallèle, une diminution d'indice de vide.

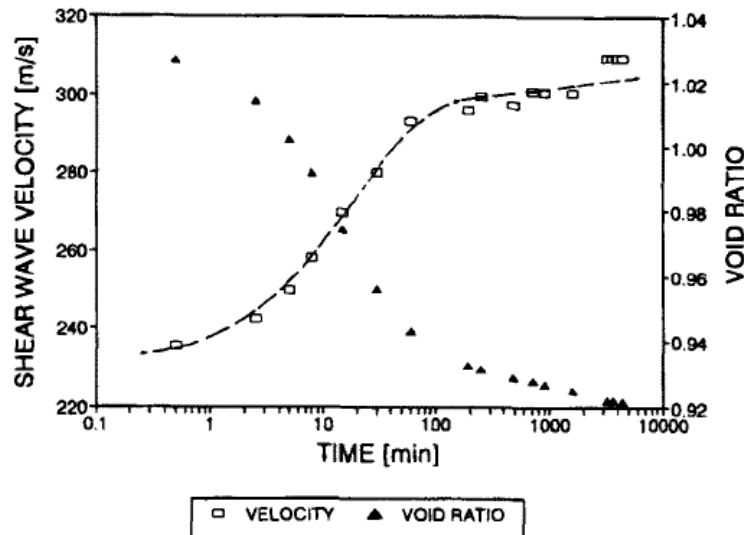


Figure 1. 42. Evolution de la vitesse de cisaillement et d'indice des vides lors de la consolidation de la kaolinite de 305 à 610 kPa (Fam et Santamarina 1995).

1.15. La théorie de Hertz-Mindlin et sa relation avec la vitesse d'onde acoustique

Hertz en 1980 a proposé une théorie permettant de modéliser les contacts entre deux grains. Ceci nous permet de mieux comprendre la mécanique de contact entre les grains. Cette théorie est basée sur les contraintes locales qui se développent lorsque deux grains d'un rayon « Ri » sont comprimés l'un contre l'autre. Ils se touchent dans un premier temps en un seul point, puis sur une petite surface, qui augmente au fur et à mesure que la force appliquée augmente. Cette surface d'après Hertz peut être représentée sous forme circulaire d'un rayon « a », comme il est montré dans la figure 1.43. La théorie de contact élastique de Hertz sert de base pour les calculs de la vitesse de propagation d'une onde élastique le long d'une chaîne de billes.

$$a = \left(\frac{3FR(1-\nu^2)}{4E} \right)^{1/3} \quad 12$$

Avec : E : module élastique.

ν : Coefficient de poisson.

F : Force appliquée.

$1/R = 1/R_1 + 1/R_2$, R_1 et R_2 sont les rayons des deux grains en contact.

Pour que la théorie de Hertz soit valable, il faut considérer que :

- La surface de contact est plus petite par rapport aux dimensions des deux grains en contact.
- Le frottement au point de contact est inexistant. Les particules ont un comportement élastique linéaire.

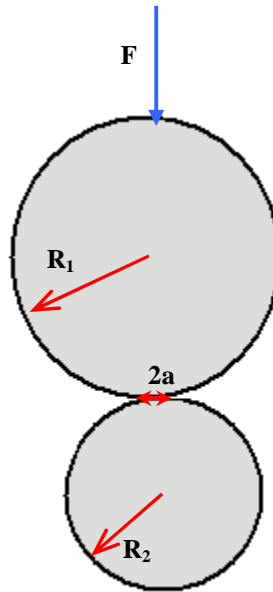


Figure 1. 43. Contact Hertzien d'une sphère sur sphère.

La force F est considérée essentiellement répartie dans la zone de contact de surface πa^2 . Donc, la pression moyenne appliquée sur la surface de contact est égale à :

$$\sigma = \left(\frac{F}{\pi a^2} \right) \quad 13$$

La déformation dépend de l'élasticité du matériau en contact. Elle correspond au rapport entre le déplacement à l'intérieur (δ) et la longueur de la surface de contact (a). La distance d'interpénétration est presque 1000 fois plus faible que le rayon des grains. La déformation est donc localisée dans le voisinage de la zone de contact définie par Hertz.

$$\varepsilon \cong \frac{\delta}{a} \quad 14$$

En utilisant le théorème de Pythagore $R^2 = (R-\delta)^2 + a^2$, en négligeant les termes d'ordre 2 de δ , on obtient le rayon de l'aire de contact égal à :

$$a^2 \cong \delta R \quad 15$$

En remplaçant dans l'équation 13, on obtient :

$$\delta = \left(\frac{F}{ER^{0.5}} \right)^{2/3} \quad 16$$

La déformation élastique « δ » ne varie pas linéairement avec la force normale appliquée, comme la loi de Hooke le prédit pour un solide élastique isotrope. L'interpénétration entre deux billes représente une fonction de puissance dont l'exposant vaut 2/3.

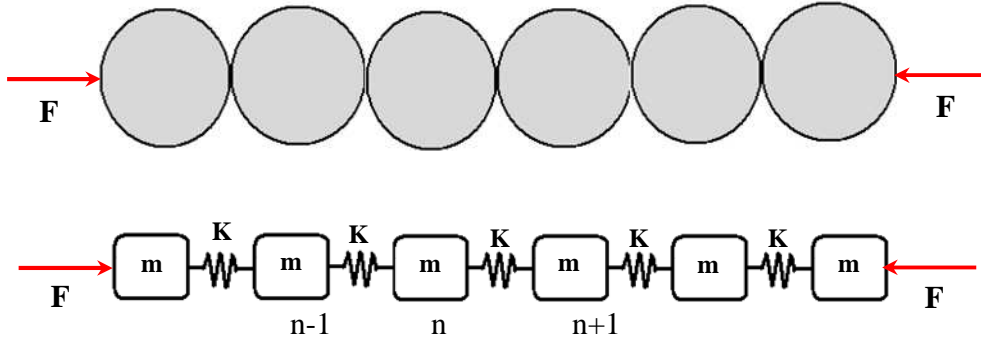


Figure 1. 44. Représentation de la chaîne de contact de Hertz : système masses-ressorts.

En utilisant la théorie de Hertz, nous pouvons représenter la propagation d'ondes longitudinales dans une chaîne unidimensionnelle linéaire de billes sphériques, par un système composé des masses ponctuelles alignées en contact deux à deux reliées par des ressorts. Au passage d'une onde, les billes constituant la chaîne sont sollicitées. La force d'interaction du contact de Hertz due au ressort exercée par la (n-1) bille sur la (n) bille, peut s'écrire de la façon suivante :

$$F_{n+1} = C.(\delta + \Delta x)^{3/2} \quad 17$$

Avec :

$$\Delta x = x_{n+1} - x_n$$

x_{n+1} : Déplacement de la bille (n+1)

x_n : Déplacement de la bille (n)

$$C = \frac{\sqrt{2R}}{3} \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right) = \frac{2\sqrt{2R}.E^*}{3}, \quad E^* : \text{Module de Young réduit} = E/2(1-\nu^2)$$

δ : Déplacement élastique

Dans le cas de faibles déformations, on peut reformuler l'expression précédente comme suit :

$$F_{n+1} \approx \frac{\sqrt{2R}}{3} \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right) \delta^{3/2} \left[1 + \frac{3}{2} \left(\frac{x_{n+1} - x_n}{\delta} \right) \right] \quad 18$$

$$k = \left(\frac{\partial F}{\partial \delta} \right) = \frac{3}{2} \left(\frac{2E^* \sqrt{2R}}{3} \right) \sqrt{\delta} = \frac{3}{2} \left(\frac{2E^* \sqrt{2R}}{3} \right)^{2/3} F^{1/3} = (3RE^{*2}F)^{1/3} = (3\pi E^{*2}R^3P)^{1/3} \quad 19$$

k : représente la raideur microscopique entre les billes.

La dernière expression montre une fonction non linéaire entre la raideur microscopique et la contrainte au niveau du contact avec un exposant de 1/3.

$$\text{La masse de la bille est donnée : } m = \frac{4.\pi.\rho.R^3}{3} \quad 20$$

En appliquant l'équation fondamentale de la dynamique, on obtient l'équation du mouvement suivante :

$$m.\ddot{x}_n = F_{n+1} - F_n = \frac{3}{2} \frac{\sqrt{2R}}{3} \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right) \sqrt{\delta} . (x_{n+1} - 2x_n + x_{n-1}) \quad 20$$

$$x_n = \frac{B}{2} . e^{i(Cna - \omega t)} \quad 21$$

Avec : ω : Pulsation d'onde

B : Tension générée par la fonction génératrice

On présente, ci-dessous, la relation de dispersion entre le nombre d'ondes et la pulsation (ω), en utilisant la solution harmonique.

$$\omega = \sqrt{\left(\frac{6.C\sqrt{\delta}}{m} \right)} |\sin(kR)| \quad 22$$

Comme la dimension caractéristique R est très faible par rapport à la longueur d'onde λ l'expression précédente devient :

$$\omega = \sqrt{\left(\frac{6.C\sqrt{\delta}}{m} \right)} |kR| \quad 23$$

La vitesse de groupe d'ondes est donnée sous la forme suivante :

$$\omega = \frac{\partial \omega}{\partial k} \approx \sqrt{\left(\frac{6.C.R\sqrt{\delta}}{m} \right)} \quad 24$$

On sait que la force F est égale à

$$F = C.\delta^{1/4} \quad 25$$

Donc, la vitesse de phase est confondue avec la vitesse de groupe et elle est exprimée à la puissance 1/6 comme suit :

$$V = \sqrt{\frac{9}{2\pi\rho}} \left(\frac{2\sqrt{2}.E^*}{3R} \right)^{1/3} . F^{1/6} \quad 26$$

La vitesse de propagation d'onde dans ce genre de système évolue avec des lois de puissance en $1/6$. Les travaux expérimentaux menés par Coste et Gilles (1999) ont vérifié la validité de la théorie d'Hertz pour différentes chaînes de billes.

Divers domaines de recherches se trouvent impliqués dans l'étude des milieux granulaires afin de répondre aux nombreuses questions encore ouvertes. Un milieu granulaire peut être modélisé comme un assemblage de grains, en commençant par modéliser le contact élastique entre deux grains, puis, en passant des propriétés élastiques entre deux grains à un assemblage de grains (figure 1.45). On est obligé d'introduire la théorie des milieux effectifs pour passer de l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique. En introduisant le nombre moyen de contacts (la coordinance) dans les formules, les propriétés élastiques des milieux granulaires peuvent-être vues comme un groupe de ressorts élastiques, chaque ressort modélisant un contact grain-grain.

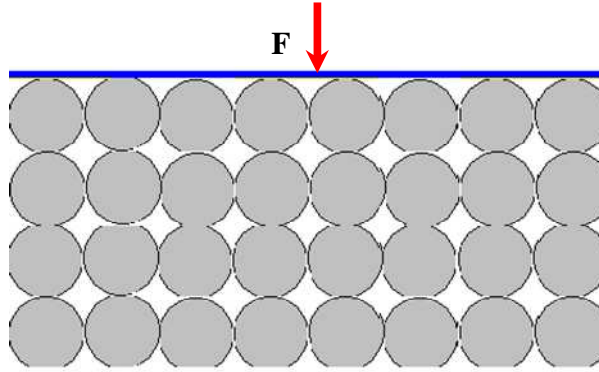


Figure 1. 45. Schéma d'un empilement granulaire.

Rappelons que dans le cas d'un empilement de couches de billes, l'expression constitutive générale reliant la fraction volumique et le nombre moyen de contacts est la suivante :

$$\phi = \frac{\text{Volume des billes}}{\text{Volume total de l'échantillon}} = \frac{N_b \cdot 4/3 \cdot \pi \cdot R^3}{S \cdot D} \quad 27$$

Le nombre de billes N_b :

$$N_b = \frac{3 \cdot \phi \cdot S}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \quad 28$$

Ce qui implique que le nombre de contacts est :

$$N_c = \frac{Z \cdot N_b}{2} = \frac{3 \cdot Z \cdot \phi \cdot S}{4 \cdot \pi R^2} \quad 29$$

La raideur microscopique « k » entre deux billes peut s'écrire :

$$k = \frac{3}{2} \left(\frac{2E^* \sqrt{2R}}{3} \right)^{2/3} f^{1/3} = (3 \cdot R \cdot E^{*2})^{1/3} \cdot f^{1/3} \quad 30$$

$$\text{D'où l'interpénétration entre deux billes « } \delta \text{ » d'après Hertz égale } \delta = \left(\frac{3f}{2 \cdot E^* \sqrt{2R}} \right)^{2/3} \quad 31$$

Dans le cas où le milieu est semi infini et où chaque bille est considérée comme parfaitement élastique, l'expression générale reliant la force « f » appliquée au niveau de la

surface de contact entre deux grains et la force totale « F » appliquée sur la surface S est la suivante :

$$f = \frac{F}{N_c} \quad 32$$

Donc, la raideur macroscopique « K » est déterminée par la formule suivante :

$$K = N_c . k_0 = N_c (3.R.E^{*2})^{1/3} f^{1/3} = N_c (3.R.E^{*2})^{1/3} \left(\frac{F}{N_c} \right)^{1/3} = N_c^{2/3} (3.R.E^{*2})^{1/3} F^{1/3} \quad 33$$

$$K = \left(\frac{3.Z.\phi.S}{4.\pi R^2} \right)^{2/3} (3.R.E^{*2})^{1/3} (S.\sigma)^{1/3} = \left(\frac{Z.\phi.E^*}{4.\pi} \right)^{2/3} \frac{3.S}{R} . \sigma^{1/3} \quad 34$$

La contrainte se définit comme :

$$\sigma = \frac{F}{S} = \frac{K.\sigma}{S} = \frac{K.R}{S} \varepsilon \quad 35$$

La loi de Hook s'exprime sous la forme :

$$\sigma = E.\varepsilon \quad 36$$

Donc, à partir de l'équation (30), le module élastique s'exprime de la manière suivante :

$$E = \frac{K.R}{S} = 3 \left(\frac{Z\phi E^*}{4\pi} \right)^{2/3} \sigma^{1/3} \quad 37$$

Comme : $E = \rho.V_s^2$, la relation (31) peut s'écrire de la manière suivante :

$$V_s = \sqrt{\frac{3}{\rho} \left(\frac{Z\phi E^*}{4\pi} \right)^{1/3} . \sigma^{1/6}} = \left(\frac{ZE^*}{4\pi} \right)^{1/3} \left(\frac{3}{\rho} \right)^{1/2} \left(\frac{\sigma}{\phi} \right)^{1/6} \quad 38$$

Avec

- V_{son} : Vitesse du son
- ρ : Masse volumique
- ϕ : Fraction volumique
- Z : Coordinance
- σ : Contrainte appliquée

On note que la fonction reliant la vitesse de propagation des ondes dans les matériaux granulaires et la contrainte appliquée représente une fonction non linéaire de puissance dont l'exposant vaut $1/6$. Dans cette formulation, nous remarquons aussi, que cette vitesse est une caractéristique intrinsèque, et qu'elle dépend de la compacité des éprouvettes et des caractéristiques du matériau utilisé.

En mesurant la propagation d'onde dans un milieu granulaire constitué de billes de verre, Jia et al. (1999, 2000) ont montré expérimentalement que la loi de Hertz est vérifiée dans le cas où les pressions de confinement sont grandes, en revanche, dans le cas de faibles contraintes, l'exposant de la loi de puissance vaut $1/4$ (figure 1.46).

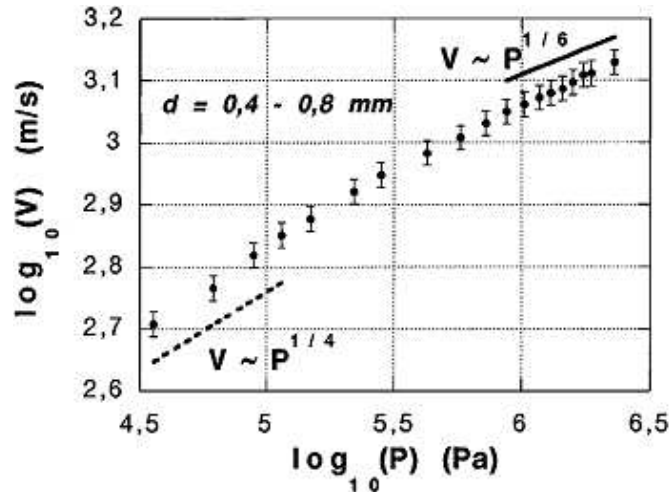


Figure 1. 46. Variation de la vitesse de propagation de l'onde cohérente en fonction de la contrainte normale appliquée, dans un empilement de billes de verre 0,4 - 0,8 mm (Jia et al., 1999)

Goddard (1990) a proposé une approche microscopique pour améliorer les théories du champ moyen, dans lequel le contact entre deux particules est considéré comme ayant une forme conique. L'auteur a montré que la création de nouveaux contacts est due au flambement des chaînes des forces dans ce milieu pour de faibles contraintes, ce qui engendre une diminution du nombre de contacts. La fonction reliant la force à la déformation est une loi de puissance en 2 d'où une dépendance de la vitesse de propagation d'onde à la force appliquée qui est de $1/4$. Les mêmes résultats ont été obtenus numériquement par Roux et al. (2007).

1. 16. La théorie des milieux effectifs et le nombre de coordinance

Nous avons vu dans la partie précédente, que la propagation des ondes acoustiques dépend de la compacité des échantillons et des caractéristiques intrinsèques du matériau utilisé. La théorie des milieux effectifs est nécessaire pour passer de l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique, en introduisant, le nombre moyen de contacts par grain (Coordinance Z).

Reprenant l'équation 38, le nombre moyen de contacts s'écrit comme suit :

$$Z = \left(\frac{\rho}{3}\right)^{3/2} \cdot \frac{4\pi V_s^3}{E^* \sqrt{\frac{\sigma}{\phi}}} \quad 39$$

La figure 1.47, illustre les résultats obtenus par Miksic (2008) sur l'évolution du nombre de coordinance en fonction de la contrainte appliquée sur le milieu. En utilisant la formule précédente, l'auteur a observé que la coordinance est plus élevée dans le cas des billes usées que dans celui des billes neuves. Il a constaté l'existence de deux parties sur leurs courbes. Le nombre de coordinance croît jusqu'à un certain niveau de contrainte puis décroît légèrement. Cela est dû d'après l'auteur à la création de nouveaux contacts au début de la charge, puis à une déformation des billes elles-mêmes.

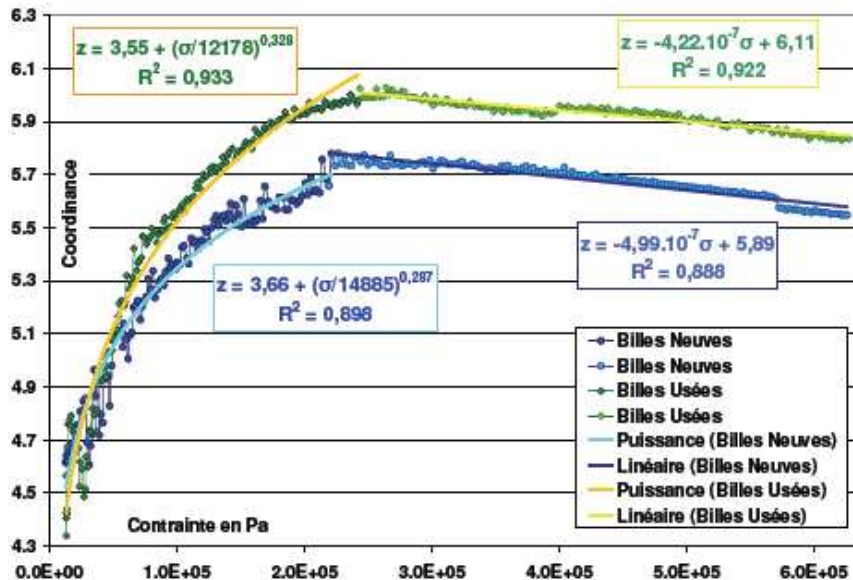


Figure 1. 47. Evolution du nombre de coordinance avec la contrainte pour différentes charges (Miksic, 2008).

Brunet (2006) a montré à travers des essais oedométriques sur des échantillons secs de billes de verre, mouillés avec de l'eau, de l'huile de silicone et un lubrifiant (la trioléine) que l'augmentation de la compacité des échantillons entraîne une augmentation de la vitesse de propagation d'onde pour les essais secs et mouillés avec de l'eau et de l'huile. En revanche, ce raisonnement n'est pas valable dans le cas d'un lubrifiant où le seuil de glissement est abaissé. Ainsi, les aspérités vont facilement glisser les unes par rapport aux autres pour conférer un maximum de stabilité au contact, entraînant ainsi un nombre de micro-contacts plus important et par conséquent une augmentation de la surface de contact par rapport aux deux autres cas. Donc, pour bien commenter les effets de la cohésion capillaire et de la lubrification, il faut introduire les deux paramètres suivants : le nombre moyen et la raideur moyenne des contacts (Figure 1.48).

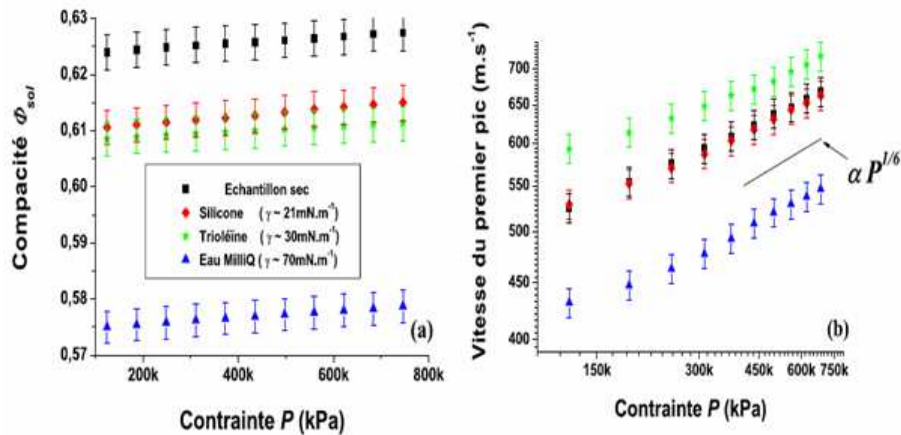


Figure 1. 48. Variation de la compacité et de la vitesse de propagation de l'onde de compression dans des échantillons secs et faiblement mouillés avec de l'eau et un lubrifiant trioléine (Brunet, 2006).

La présence de très faibles quantités d'eau dans un milieu granulaire va créer une cohésion capillaire entre les grains à cause de la formation des ponts capillaires (Bocquet, 1998 ; Brunet, 2006). Ceci introduit une diminution du nombre moyen de contacts au sein de l'empilement granulaire faiblement mouillé par rapport à un échantillon sec. Cependant, la lubrification des interfaces facilite les micro-glissements des aspérités les unes par rapport aux autres, augmentant ainsi la surface de contact réelle et donc la raideur locale du contact. Ceci se traduit ensuite par un accroissement des modules élastiques à l'échelle macroscopique.

1.17. Comparaison entre le module élastique obtenu avec la pente de la courbe mécanique et celui mesuré par l'acoustique

Nous allons voir dans ce paragraphe quelques résultats expérimentaux montrant une comparaison entre les modules élastiques obtenus avec les deux méthodes de mesure, à savoir la méthode dynamique et la méthode acoustique et les mesures « quasi statiques » résolues directement par la mesure des déformations. Des études expérimentales ont montré une bonne corrélation entre les modules élastiques « dynamiques » et « quasi statiques » obtenus par la méthode acoustique et par des mesures des déformations et des contraintes respectives

Dans le but de comparer ces deux modules (dynamiques et quasi-statiques), Sauzeat (2003) a réalisé des essais de compression et de torsion sur le sable d' Hostun. Dans le cas de l'hypothèse d'un milieu semi-infini élastique linéaire isotrope avec un coefficient de poisson de 0.2, les deux modules « dynamique » et « quasi statique » sont semblables. Des résultats identiques ont été obtenus par Doan (2006), Duttine (2005) et Geoffrey et al. (2003) sur les sables d'Hostun et de Tayoura, en utilisant des capteurs de déformation de grande précision et des Bender éléments dans di (figure 1.49). Tatsuoka et Shibuya (1992) cité par Bourgeois (1997) ont vérifié ces résultats sur différents types de sols : sables cimentés, argiles saturés, roches sédimentaires.

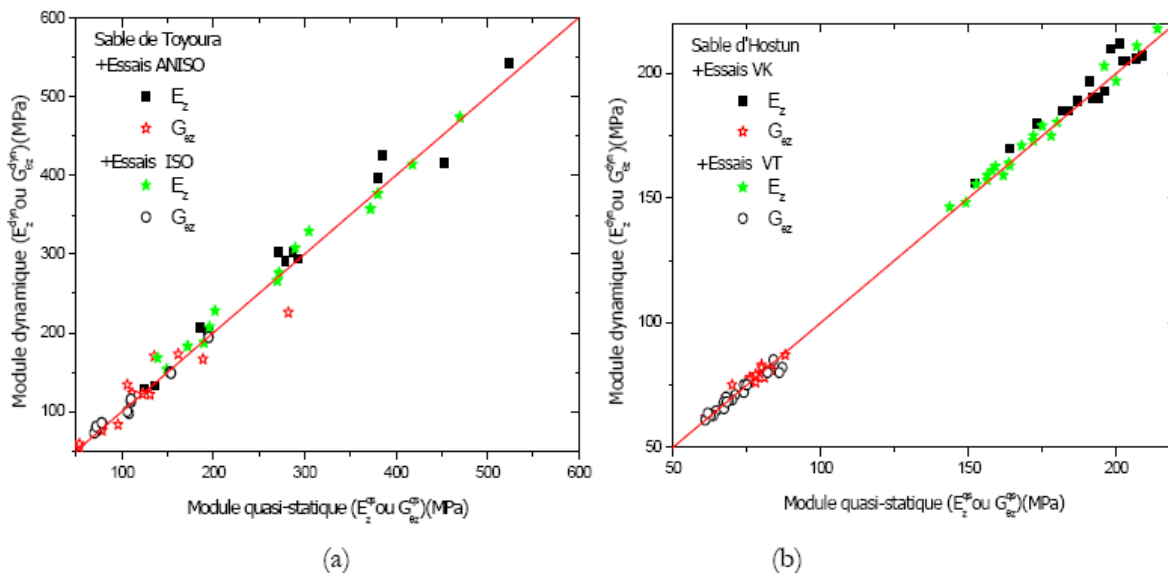


Figure 1. 49. Comparaison entre les modules quasi-statiques et les modules dynamiques obtenus sur le sable, (a) Tayoura ; (b) Hostun (Doan, 2006).

1. 18. Conclusion

Le premier chapitre se situe dans un contexte bibliographique de recherches menées sur les analyses et la description des instabilités observées dans les matériaux granulaires. A travers cette étude, nous présentons une synthèse des principaux travaux de recherche existant dans la littérature scientifique. Ils permettent d'orienter et de délimiter les travaux de recherche développés dans le cadre de cette thèse. Il faut noter que les résultats expérimentaux rencontrés dans la bibliographie, montrent l'existence d'un grand nombre de données expérimentales rapportées sur les argiles en utilisant cette technique. Toutefois, il n'y a que peu d'études en laboratoire menées sur les sables. Les connaissances sur la compréhension du comportement de la matière en grains « échelle microscopique » et le rôle joué par la microstructure restent souvent parcellaires.

Partie 2

Dispositifs expérimentaux et procédures d'essai

Les travaux adoptés dans notre travail de recherche sont de nature essentiellement expérimentale. Nous présentons dans ce chapitre le matériau étudié, les techniques de reconstitution des éprouvettes triaxiales, les dispositifs expérimentaux que nous avons utilisés tel que le dispositif triaxial et le pluviateur à sable. Nous présentons aussi les capteurs piézoélectriques, appelés Bender éléments, que nous avons fabriqués pour la caractérisation de la microstructure des échantillons de sable. Un état de l'art sur cette technique basée sur la mesure des vitesses d'onde dans un échantillon est présenté.

Dispositif triaxial

L'appareil triaxial est l'un des appareils les plus connus dans la mécanique des sols. Il est constitué essentiellement d'une cellule triaxiale pouvant supporter une pression de confinement maximale de 1700 kPa montée sur une presse mécanique de capacité de 50KN. Cette dernière permet l'application de déformation axiale contrôlée avec des vitesses comprises entre 0.0001mm/mn et 5.9999 mm/mn, l'effort vertical est assuré par un piston situé à la base qui peut se déplacer verticalement dans les deux sens. La figure 2.1 montre une vue du dispositif expérimental utilisé dans notre étude. Les embases circulaires de la cellule permettent de tester des éprouvettes ayant un diamètre de 70 mm et une hauteur de 140 mm. Différents types de chargement peuvent être appliqués sur les éprouvettes : chargement isotrope ou cisaillement triaxial de révolution à taux de déformation contrôlé.



Figure 2.1. Vue du dispositif triaxial classique.

Les mesures des déformations axiales des éprouvettes s'effectuent en utilisant un capteur de déplacement de type LVDT (Linear Variable Differential Transformer) de précision 0.1% placé à l'extérieur de la cellule, soit 0.14mm pour un échantillon de 140mm de hauteur.

Pour les mesures de l'effort vertical, nous utilisons un capteur de force interne immergeable d'étendue de mesure de 25 kN, afin que la mesure de l'effort vertical n'intègre pas les efforts de frottement entre le piston et le couvercle de la cellule.

L'application de la pression de confinement et de la contre pression se fait à travers une interface air-eau. Pour ce faire, deux cellules air-eau, connectées d'un côté à l'arrivée d'air comprimé et de l'autre à la cellule triaxiale, sont utilisées afin de transmettre la pression d'air provenant du compresseur au dispositif triaxial. La pression de confinement et la pression interstitielle sont contrôlées par des régulateurs de pression et mesurées avec des capteurs de pression d'une capacité de 10 bar installés directement sur la partie inférieure de la cellule.

L'acquisition des données se fait avec Géodatalog WF6032. Afin de visualiser au cours de l'essai les variations des déformations des pressions, et du déviateur, nous avons développé un programme sous Labview.

Caractérisation du sable d'Hostun HN31

Le sable d'Hostun HN31 est le matériau utilisé dans cette étude, il provient de la carrière d'Hostun située dans la région de la Drôme (sud ouest de la France), son nom original est le sable d'Hostun S28 bien que sa première dénomination fût Hostun RF. Ce sable est couramment utilisé dans divers laboratoires français et étrangers, la figure 2.2 donne un aperçu de la morphologie sous angulaire à angulaire des grains. Une étude bien détaillée a été présentée par Flavigny et al. (1990).

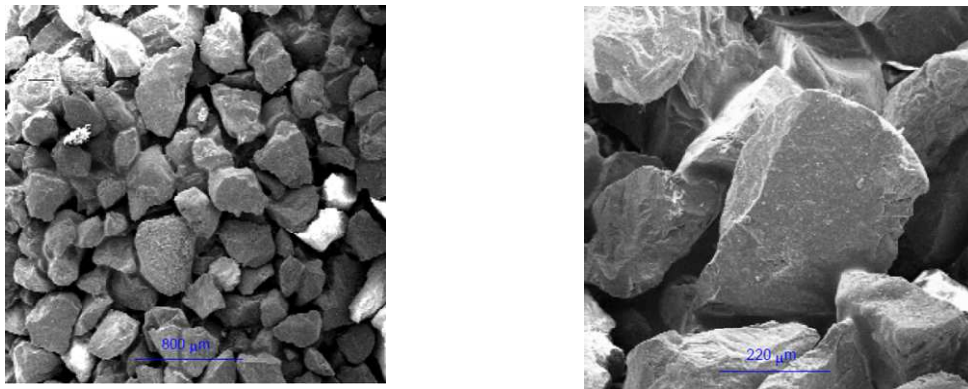


Figure 2.2. Vue à l'échelle macroscopique de grains de sable d'Hostun (Benahmed, 2001).

La courbe granulométrique est présentée dans la figure 2.3 : on notera une courbe uniforme et très peu étalée.

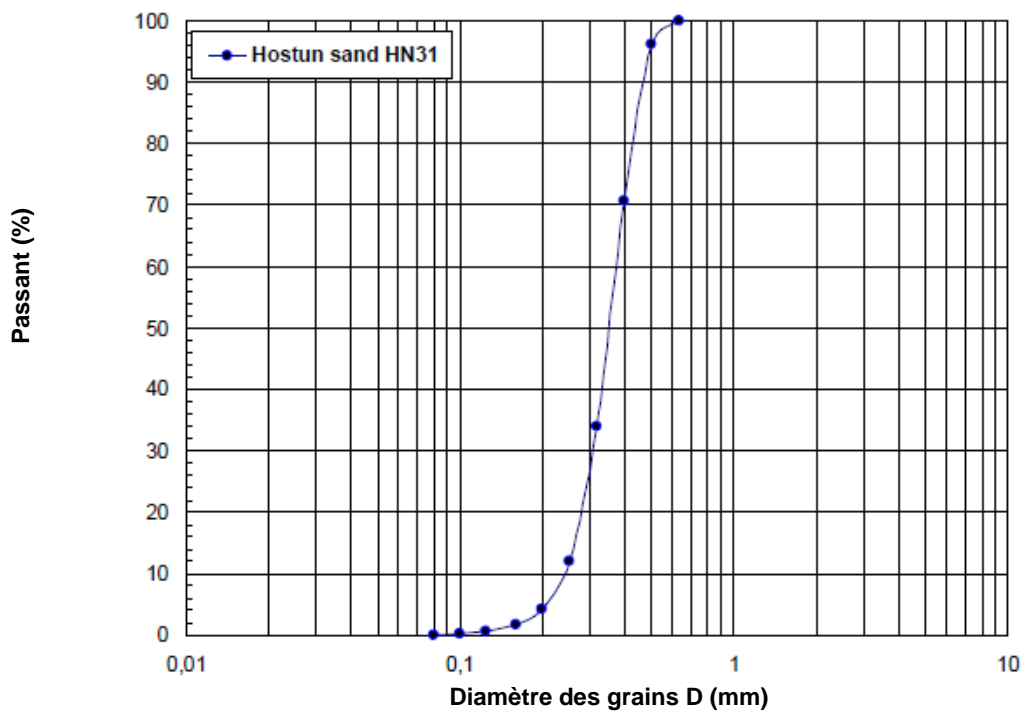


Figure 2.3. Courbe granulométrique du sable d'Hostun

Les principales caractéristiques telles que la masse volumique ρ_s , les indices des vides maximum e_{\max} et minimum e_{\min} , et le coefficient d'uniformité C_u sont présentées dans le Tableau 1.

sand	ρ_s (g/cm ³)	e_{\max}	e_{\min}	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	D_{60} (mm)	C_u
HN31	2.65	1	0.65	0.25	0.334	0.352	1.41

Tableau 1. Caractéristiques du sable d'Hostun HN31.

Procédure d'essai

1. 1. Les différentes phases de préparation d'un essai triaxial

Dans cette partie, nous présentons les principales phases entrant dans la procédure de préparation d'un essai triaxial selon la norme française NF P94-074.

• Préparation des éprouvettes

- Séchage des conduits de drainage,
- Mise en place de la pierre poreuse inférieure,
- Fixation de la membrane en latex de 0.3mm sur l'embase inférieure avec un joint torique de serrage,
- Emplacement du moule sur l'embase inférieure afin d'assurer la stabilité de l'éprouvette pendant sa fabrication,
- Rabattement de la membrane sur le moule cylindrique de diamètres 70*140mm en appliquant du vide,
- Placement du sable dans la membrane en respectant la procédure de chaque technique montrée dans la partie suivante (les modes de fabrication des éprouvettes).
- Mise en place de la deuxième pierre poreuse supérieure,
- Fixation de la membrane sur l'embase supérieure avec le joint torique,
- Démoulage de l'éprouvette, un léger vide de -20kPa est appliqué dans l'échantillon,
- Augmentation jusqu'à -100 kPa dans le cas d'une consolidation supérieure ou égale à cette valeur (phase d'émouillage) pour assurer la stabilité de l'échantillon
- Mesure des dimensions de l'échantillon : hauteur et circonférence en trois endroits différents à l'aide d'un mètre souple,
- Prise des indices des vides réels après consolidation directement à partir des courbes d'étalonnage obtenues par Benahmed (2001),
- Montage de la cellule triaxiale en évitant son contact avec l'éprouvette fabriquée,
- Fixation du système de mesure des déformations axiales,

- Remplissage de la cellule d'eau, en vérifiant qu'il ne reste pas d'air à l'intérieur pour des raisons de sécurité.
- Transformation de la pression de maintien vers l'extérieur, en appliquant progressivement des contraintes de confinement et en diminuant en parallèle le vide qui se trouve dans l'échantillon.

- **Saturation**

Cette phase commence, une fois les étapes citées ci dessus réalisées, elle se déroule en trois parties :

- Percolation d'oxyde de carbone CO₂ sous un faible gradient de pression d'environ 15kPa pendant 15mn ; durant laquelle le CO₂ remplace l'air existant dans l'échantillon de sable.
- Circulation de l'eau désaérée de bas en haut durant environ une heure pour dissoudre le CO₂, soit égale à trois fois le volume de l'éprouvette,
- Application d'une contre pression de 200 kPa minimum par palier de 100kPa à l'intérieur de l'éprouvette ; le but de cette étape est de dissoudre le reste du CO₂ et d'assurer une bonne saturation. Le rapport entre l'incrément de pression appliquée sur l'incrément de surpression repris par l'eau interstitielle nous donne le coefficient de Skempton, dans le cas où ce coefficient dépasse 96% on peut dire que l'échantillon est saturé.

- **Consolidation**

Si la pression de consolidation souhaitée est 100kPa, l'éprouvette est déjà consolidée et prête pour être cisailée ; si elle est supérieure, nous augmentons progressivement cette pression d'une façon isotrope jusqu'à la valeur souhaitée à drainage ouvert.

Une fois que le contact entre le piston de chargement et l'embase supérieure de l'échantillon est assuré sans faire écraser l'éprouvette, la phase de cisaillement peut commencer. Les chemins de chargement et de rechargement sont choisis selon les compacités visées et le type d'essais à réaliser. La procédure est bien détaillée dans la thèse de Benahmed (2001).

Les modes de fabrications des échantillons

Depuis plusieurs années, de nombreuses techniques de préparation des échantillons ont été développées afin d'obtenir des éprouvettes qui permettent de décrire assez correctement l'état initial du sol tel qu'il se trouve in situ, en respectant certaines conditions telles que l'homogénéité des éprouvettes, leur compacité, leur reproductibilité et la répétabilité (Kurbis et al. 1988, Levacher, 1994). Pour les faibles indices des vides, la méthode la plus couramment utilisée est la pluviation, en revanche, pour les indices des vides grands, la technique employée est le damage humide.

La méthode de préparation des sables constitue une partie importante de préparation d'un essai triaxial ; Il est bien connu que le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leur état initial. Dans le sens de réarrangement des grains de sol, nous pouvons, en particulier, citer les travaux de Oda, (1972) ; Mulilis et al. (1977) ; De Gregorio, (1990) ; Ladd, (1977,1978) ; Ishihara, (1996) ; Lagioia et al. (2006) ; Yamamuro et al. (2008) ; Hattab et al. (2010) ; Yimsiri et Soga, (2010). En outre, les observations de Benahmed (2001) par microscope électronique à balayage (MEB) ont montré que la technique de damage humide présente une structure d'agrégats et de macropores. Elle favorise l'apparition de l'instabilité. En revanche la pluviation à sec se caractérise par une structure plus régulière et favorise un comportement à caractère dilatat

Toutes les éprouvettes de sable utilisées dans notre étude, ont été fabriquées avec les trois méthodes de reconstitution suivantes selon le type d'essai et les points visés:

- Damage humide
- Pluviation à sec
- Pluviation sous eau

Les techniques choisies permettent d'assurer une gamme très étendue d'indices de densité.

1. 2. Damage humide

La méthode de damage humide est la plus employée dans l'étude du comportement des sables ; Cette technique permet de fabriquer des éprouvettes lâches ou très lâches avec des indices de densité faibles (Castro, 1969 ; Kramer et Seed, 1988 ; Been and Jefferies, 1985 ; Canou, 1989 ; Canou et al., 1990 ; Ishihara, 1993 ; Sladen et al., 1985 ; Verdugo and ishihara, 1996 ; Zlatovic et Ishihara, 1997 ; Vaid et al., 1990 ; Konrad, 1990 ; Konrad et al., 1991).

La procédure de reconstruction d'une éprouvette par le damage humide est la suivante :

Une fois que la membrane en latex est fixée sur l'embase inférieure avec un joint torique, et plaquée sur les parois intérieures du moule cylindrique de diamètres 70*140mm à travers l'application du vide et selon l'indice des vides désiré, une quantité de sable est malaxée de la manière la plus homogène possible avec une teneur en eau aux alentours de 2 % du poids total de manière à obtenir un milieu foisonné grâce à la cohésion capillaire (figure 2.4). Le matériau est ensuite déposé dans le moule avec une hauteur de chute nulle, compacté par sept couches de hauteur égale dans le moule de fabrication de l'éprouvette triaxiale, à l'aide d'une

dame à butée conçue spécialement pour ce type d'essai, afin d'éviter de dépasser la hauteur de couche fixée. On ajuste la surface de chaque couche de sorte qu'elle soit plane et homogène.

L'indice de densité « I_d » et la masse nécessaire « M_s » sont définis par les expressions suivantes :

$$I_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad 1$$

$$M_s = \frac{V \cdot \rho_s}{e + 1} \quad 2$$

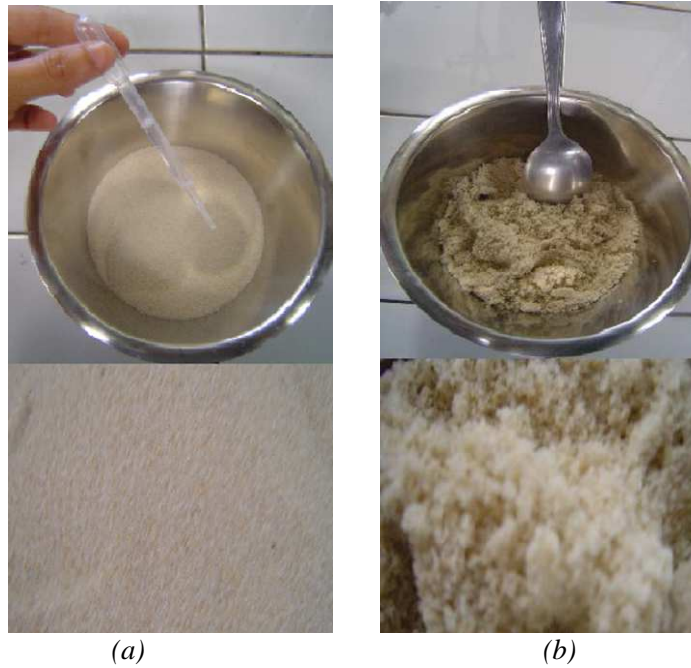


Figure 2.4. Photographies du sable d'Hostun HN31 mettant en évidence deux structures différenciées : (a) milieu sec (b) milieu foisonné.

Les observations faites par Benahmed et al. (2007) à l'aide du microscope électronique à balayage (MEB) réalisées sur des éprouvettes préparées par le damage humide montrent que l'organisation des grains sont sous forme d'agrégats avec des macropores, favorisant l'apparition de l'instabilité dans ce matériau (Figure 2.5).

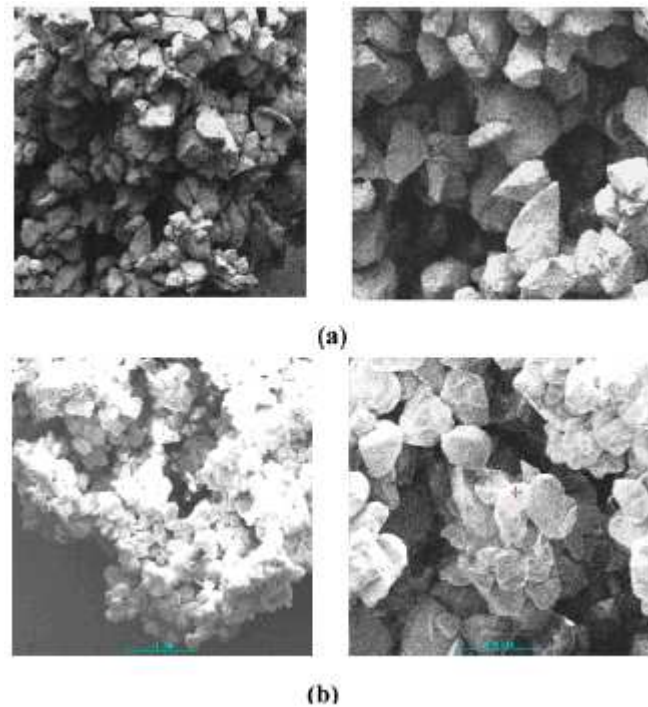


Figure 2.5. Photos des agrégats et macropores d'un échantillon préparé par le damage humide prisent par microscope électronique à balayage : (a) du sable d'Hostun et (b) de Fontainebleau (Benahmed et al., 2007).

Castro (1969) a préparé des échantillons compactés en 10 couches de hauteurs identiques. Les éprouvettes ont été préparées avec une teneur en eau de 5%. Après le processus de gélification et l'estimation de la quantité d'eau dans chaque couche compactée, l'auteur a observé une absence d'uniformité de la densité. Les couches inférieures sont plus denses que les couches supérieures. Les mêmes observations ont été faites par Miura et al. (1984) sur les essais de pénétration au cône. Ladd (1978) a réussi à minimiser la non uniformité des éprouvettes préparées par le damage humide, en utilisant la technique de sous compactation humide ; Cette méthode consiste à compacter chaque couche à une densité inférieure à la densité désirée auparavant, en changeant la hauteur de compactage.

1.3. Techniques de Pluviation

Nous présentons dans la première partie une étude bibliographique permettant de mettre la lumière sur les principaux travaux existants dans la littérature sur les systèmes de pluviation. Nous présentons dans la seconde partie, une description générale du dispositif de pluviation utilisé dans le cadre de notre travail.

1.3.1. Bibliographie

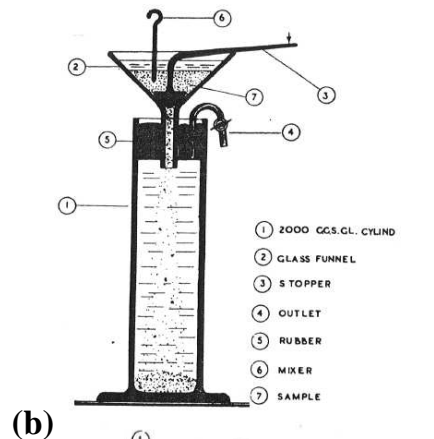
De nombreuses méthodes de reconstruction des échantillons sont présentées dans la littérature, la pluviation est l'une de ces techniques : elle permet d'obtenir des éprouvettes de structure homogène.

Deux types de pluviateur existent, dans le premier, le diffuseur est fixé à une hauteur donnée, dans le second, le diffuseur est mobile, en contrôlant la vitesse de remontée du moteur.

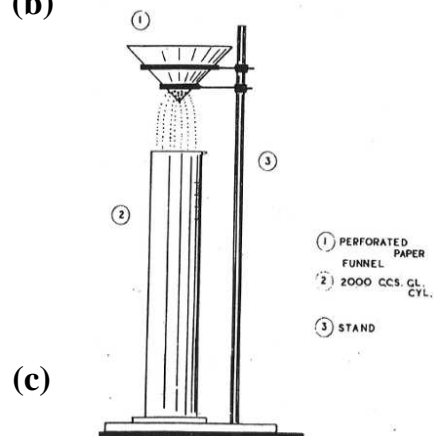
Dans la fin des années quarante, Kolbuszewski (1948a, 1948b) a conçu le premier pluviateur pour fabriquer des éprouvettes avec une pluviation à sec ou sous eau (Figure 2.6). L'auteur montre que les densités relatives des éprouvettes sont contrôlées par la vitesse de chute des grains, l'intensité de déposition et la hauteur de pluviation.



(a)



(b)



(c)

Figure 2.6. (a) Vue générale du premier pluviateur ; (b) pluviation sous eau ; (c) pluviation à sec (Kolbuszewski, 1948 a, b)

Afin d'améliorer l'homogénéité des éprouvettes lors de leur fabrication, Miura et Toki (1982) ont développé un nouveau système de pluviation. Ce système est composé d'un réservoir de forme conique, et d'un groupe de tamis servant à assurer une meilleure déposition du sable (Figure 2.7). Une gamme de densités comprises entre 25% et 100% a été obtenue avec ce dispositif. Les auteurs ont remarqué que le débit massique représente le principal paramètre qui contrôle la densité des éprouvettes du sable, alors que l'effet de chute est jugé négligeable. Rad et Turnay (1987) confirment les résultats des études antérieures qui ont montré que l'intensité de déposition a une grande influence sur la densité des éprouvettes. En outre, les paramètres tels que la hauteur de pluviation, la taille des mailles du tamis et la configuration des trous dans la plaque supérieure ont un effet beaucoup moins prononcé. En revanche, le nombre de tamis, la distance entre eux, et la hauteur de chute des grains, ont une influence absolument négligeable.

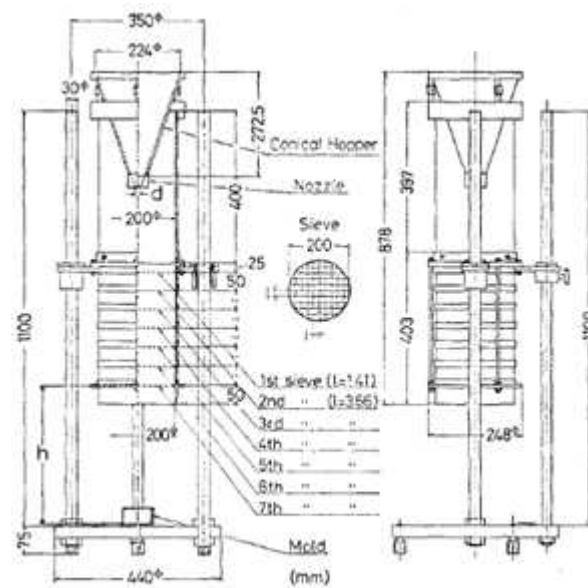


Figure 2.7. Schéma du pluviateur à plusieurs tamis (Miura and Toki, 1982).

Plus récemment, des améliorations importantes du système de pluviation proposé par Levacher et al. (1994) ont été apportées par Benahmed (2001) à l'école nationale des ponts et chaussées de Paris. Un modèle de pluviateur plus sophistiqué pour la reconstitution des éprouvettes uniformes fut utilisé plus tard pour les essais triaxiaux (Figure 2.8). Une large gamme de densité peut être obtenue avec ce système de fabrication d'éprouvette, allant de 1 (des structures très denses) jusqu'à -0.05 (des structures très lâches) (voir la figure 2.9).

La partie qui suit s'articule sur ce modèle de pluviation en apportant une description détaillée de ce dispositif.



Figure 2.8. Vue du pluviateur avec dispositif de relevage. (Benahmed, 2001)

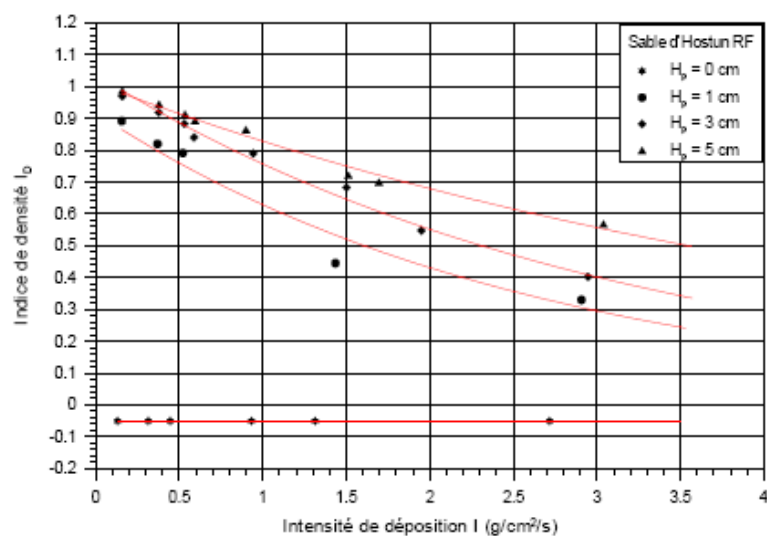


Figure 2.9. Influence de l'intensité de déposition sur l'indice de densité (Benahmed, 2001)

1.3.2. Description du dispositif de pluviation

Le dispositif de pluviation utilisé dans le cadre de ce travail a été développé par l'équipe de recherche du Cermes à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, Paris (Francis, 1997 ; Benahmed, 2001). Le schéma général du dispositif est présenté sur la figure 2.10. Cet appareillage est conçu pour fabriquer des éprouvettes de sable uniforme et homogène, donnant la possibilité de balayer une gamme de densité très large allant de -0.05 à 1. Le pluviateur est composé essentiellement d'un réservoir de sable, d'un corps cylindrique, d'un diffuseur et d'un système de remontée.

Le système de réservoir est constitué d'un cône en plexiglas. Les dimensions ont été choisies de manière à contenir le volume de sable nécessaire à la reconstruction de l'éprouvette. Le réservoir est équipé d'un système d'ouverture contrôlé par une charnière qu'on utilise pour gérer la fermeture et l'ouverture et de grilles à débit réglable avec des maillages identiques qui permettent de gérer l'intensité du sable.

Le corps cylindrique est formé d'un tube en plexiglas, de 65mm de diamètre et de 200mm de hauteur. Cette partie du pluviateur sert à contenir l'écoulement du sable venant du réservoir jusqu'au diffuseur. La partie inférieure est usinée de manière à pouvoir recevoir d'autres pièces et à être modulable suivant les objectifs et les circonstances.

Le diffuseur est composé d'un tube cylindrique en plexiglas, de 50mm de long et 65mm de diamètre ; il est équipé en sa partie supérieure d'un tamis permettant de casser les jets de sable, et en sa partie basse d'un autre tamis pour diffuser le sable en pluie uniforme. Le système de relevage des parties citées ci-dessus, est constitué d'un portique métallique de fixation et d'un moteur électrique à vitesse de montée réglable, Le câble de relevage est enroulé sur des poulies. Ce dispositif permet au diffuseur de remonter dans le moule à une vitesse contrôlée afin de maintenir une hauteur de pluviation constante.

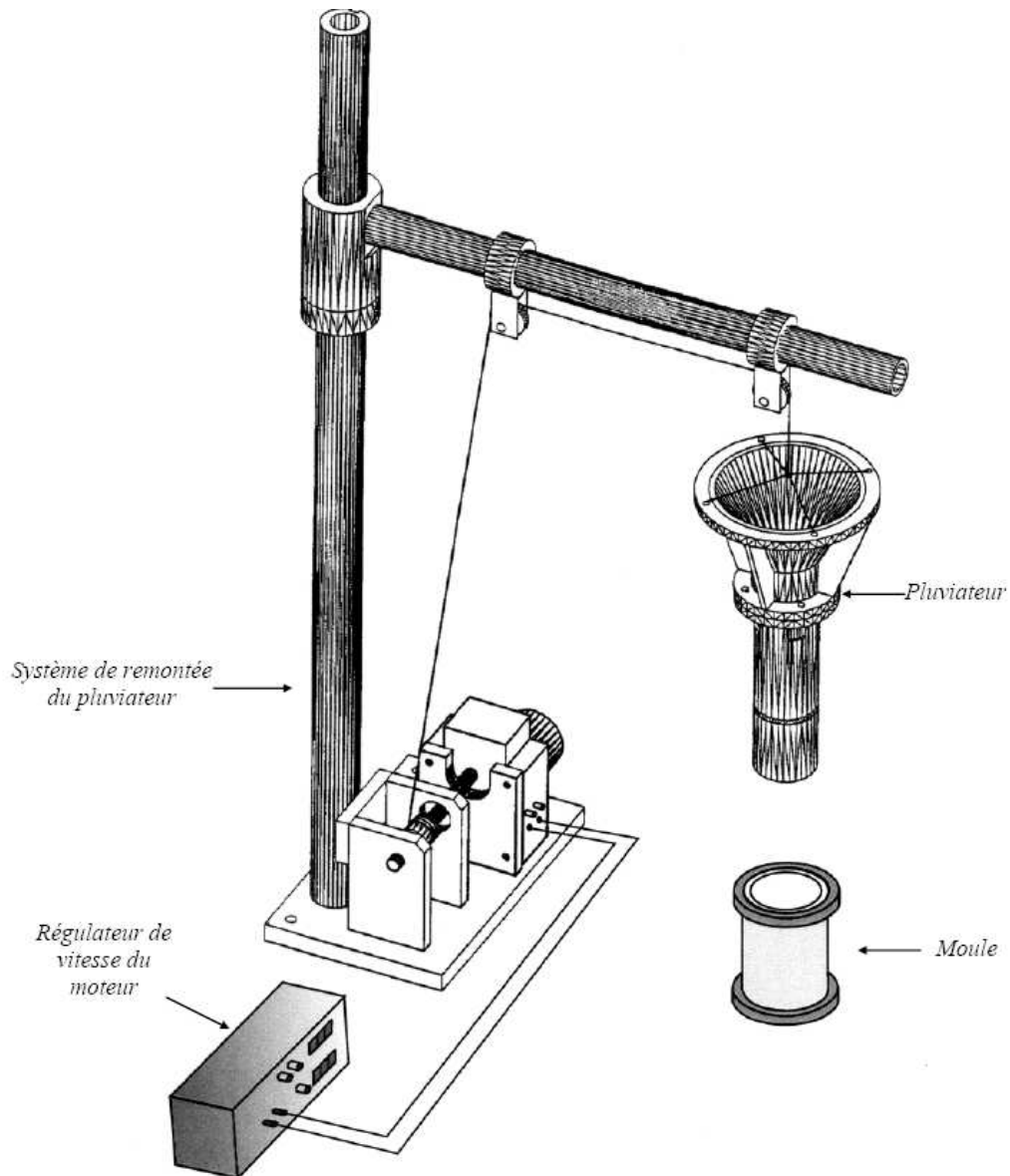


Figure 2.10. Schéma de base du pluviateur (Benahmed, 2001)

1.3.3. Pluviation à sec

La pluviation à sec est l'une des techniques de fabrication des éprouvettes de sable qui permet d'obtenir des structures uniformes et homogènes assez proches du mode de dépôt naturel des sols par sédimentation dans la nature (Ishihara, 1996 ; Vaid, 1999 ; Benahmed, 2001).

Cette technique de reconstitution d'éprouvette consiste à remplir le moule de fabrication par déversement en pluie du sable sec. L'indice de densité des éprouvettes est contrôlé par le débit massique de sable et la hauteur de pluviation. Nous présentons dans la figure 2.11, une image obtenue à l'aide du microscope électronique à balayage réalisée sur un échantillon mis en place en utilisant la pluviation à sec. Benahmed et al. (2007) mettent en évidence l'existence d'une structure plus régulière sans la présence des macropores : ce réarrangement des grains favorise un comportement à caractère dilatant. Contrairement à ce qu'on a vu ci-dessus (damage humide).

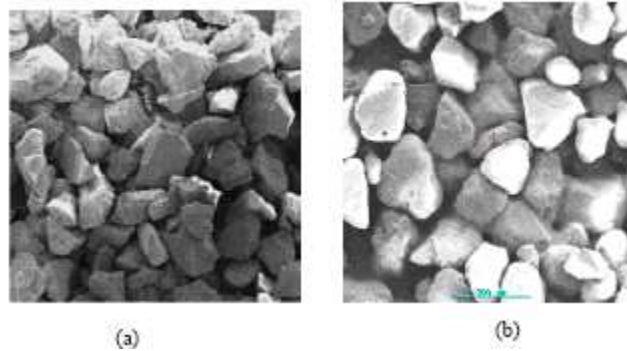


Figure 2.11. Structure régulière sans macropores d'un échantillon préparé par la pluviation (Benahmed et al., 2007).

Dans le cadre de cette thèse, nous avons utilisé le pluviateur à hauteur de chute des grains du sable contrôlée ; Cet appareil a été développé au sein de laboratoire CERMES (Ecole nationale des ponts et chaussées). Une description détaillée du dispositif expérimental est donnée dans la partie précédente.

Cette méthode de reconstruction d'éprouvette est différente de la précédente : le remplissage du moule de fabrication se réalise par déversement en pluie du sable sec. L'indice de densité des éprouvettes est contrôlé par le débit massique de sable et la hauteur de pluviation, en choisissant la vitesse de remontée du moteur et les grilles adéquates. Une fois que le pluviateur est bien placé dans le moule, en veillant à ce qu'il soit à une hauteur égale à la hauteur de pluviation par rapport à la pierre poreuse de l'embase inférieure de la cellule triaxiale, nous remplissons le réservoir d'une quantité légèrement supérieure à celle calculée pour l'indice de densité voulu ; Ensuite, nous ouvrons le réservoir tout en démarrant le moteur jusqu'à remplissage du moule ; Enfin nous passons à l'arasage de la partie supérieure jusqu'au rebord supérieur du moule (Figure 2.12-a). Le dispositif utilisé dans le cadre de notre travail est présenté dans la figure 2.12-b.

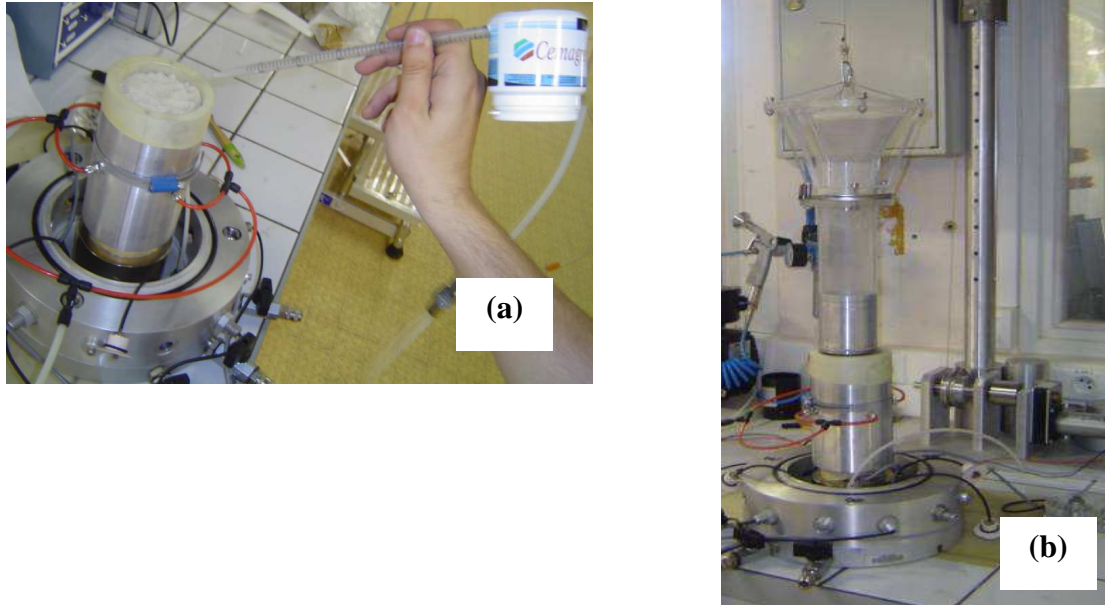


Figure 2.12. Dispositif de la pluviation.

Il est bien connu qu'une bonne fiabilité des résultats expérimentaux dépend de manière significative de la bonne répétabilité du matériel utilisé. Nous présentons dans le tableau ci-dessous les mesures des indices de densité pour différents grilles et les hauteurs de chutes du sable pour la pluviation à sec. Une bonne répétabilité de la pluviation a été observée, avec une légère différence de 1 à 3 grammes de sable correspondant à peu près à 0.01 d'indice de densité. Les résultats sont présentés dans les tableaux 2 et 3.

ESSAI	GRILLE	N TROUS	Φ TROUS (mm)	Q (cm ³ /s)	V (cm/s)	HP (cm)	ρ_d (g/cm ³)	I (g/cm ² /s)	Ms (g)	I _D
Etal- 1	A	24	3	10.77	0.28	3	1,57	0,439	844,02	0,896
Etal- 2							1,57	0,439	845,16	0,903
Etal- 3							1,56	0,439	844,34	0,898
Etal- 4							1,57	0,440	846,52	0,911
Etal- 1	A	24	3	12.31	0.32	5	1,59	0,510	858,21	0,9 8
Etal- 2							1,59	0,509	857,06	0,971
Etal- 3							1,59	0,510	858,32	0,978
Etal- 4							1,59	0,510	858,72	0,981
Etal- 1	A	18	3	8.85	0.23	3	1,58	0,362	848,66	0,923
Etal- 2							1,58	0,362	848,85	0,924
Etal- 3							1,57	0,362	847,62	0,917
Etal- 4							1,58	0,363	849,90	0,930
Etal- 1	A	18	3	8.85	0.23	5	1,59	0,367	858,65	0,980
Etal- 2							1,60	0,367	859,84	0,987
Etal- 3							1,59	0,366	858,28	0,978
Etal- 4							1,60	0,368	862,75	1,003
Etal- 1	A	16	3	8.46	0.22	3	1,58	0,349	853,72	0,952
Etal- 2							1,58	0,348	851,51	0,940
Etal- 3							1,58	0,348	853,10	0,949
Etal- 4							1,58	0,348	852,75	0,947
Etal- 1	A	10	3	6.15	0.16	1	1,55	0,249	837,5	0,858
Etal- 2							1,56	0,249	839,45	0,870
Etal- 3							1,55	0,249	837,72	0,859
Etal- 4							1,55	0,248	834,30	0,839
Etal- 1	A	10	3	6.15	0.16	3	1,60	0,256	862,22	1,000
Etal- 2							1,60	0,256	861,83	0,998
Etal- 3							1,60	0,255	860,30	0,989
Etal- 4							1,60	0,256	860,63	0,991
Etal- 1	A	10	3	6.15	0.16	5	1,61	0,257	867,04	1,027
Etal- 2							1,61	0,257	865,45	1,018
Etal- 3							1,61	0,257	865,61	1,019
Etal- 4							1,61	0,257	866,39	1,023
Etal- 1	B	48	4	42.70	1.11	3	1,47	1,637	794,63	0,591
Etal- 2							1,48	1,638	795,15	0,594
Etal- 3							1,47	1,634	793,23	0,582
Etal- 4							1,47	1,635	793,7	0,585

Tableau 2. Répétabilité des essais d'étalonnage du pluviateur à sec

Q = débit ; V = vitesse de chute ; Hp = hauteur de pluviation ; I = intensité de déposition ; Ms = masse de sable.

ESSAI	GRILLE	N TROUS	Φ TROUS (mm)	Q (cm ³ /s)	V (cm/s)	HP (cm)	ρ_d (g/cm ³)	I (g/cm ² /s)	Ms (g)	I _D
Etal- 1	B	48	4	42.70	1.11	5	1,50	1,665	808,28	0,679
Etal- 2							1,50	1,665	808,22	0,679
Etal- 3							1,51	1,671	810,91	0,696
Etal- 4							1,50	1,668	809,56	0,687
Etal- 1	B	36	4	36.18	0.94	3	1,50	1,411	808,63	0,681
Etal- 2							1,50	1,411	808,86	0,683
Etal- 3							1,50	1,411	808,75	0,682
Etal- 4							1,50	1,408	807,11	0,672
Etal- 1	B	36	4	36.57	0.95	5	1,53	1,449	821,8	0,763
Etal- 2							1,53	1,449	821,84	0,764
Etal- 3							1,53	1,449	821,76	0,763
Etal- 4							1,52	1,448	821,28	0,760
Etal- 1	B	36	4	36.57	0.95	1	1,45	1,376	780,3	0,495
Etal- 2							1,45	1,373	778,69	0,484
Etal- 3							1,45	1,376	780,56	0,497
Etal- 4							1,44	1,371	777,7	0,477
Etal- 1	C	24	5	8.46	1.27	3	1,47	1,864	790,6	0,564
Etal- 2							1,47	1,869	792,8	0,579
Etal- 3							1,47	1,868	792,27	0,575
Etal- 4							1,47	1,864	790,95	0,566
Etal- 1	C	24	5	48.86	1.27	5	1,50	1,900	806,19	0,666
Etal- 2							1,50	1,906	808,61	0,681
Etal- 3							1,50	1,906	808,69	0,682
Etal- 4							1,50	1,905	808,22	0,679
Etal- 1	C	16	5	31.56	0.82	3	1,47	1,204	790,98	0,567
Etal- 2							1,47	1,202	789,91	0,560
Etal- 3							1,47	1,202	789,52	0,557
Etal- 4							1,47	1,202	789,48	0,557
Etal- 1	C	16	5	31.56	0.82	5	1,52	1,244	817,12	0,735
Etal- 2							1,52	1,243	816,94	0,733
Etal- 3							1,52	1,245	818,1	0,741
Etal- 4							1,52	1,247	819,58	0,750
Etal- 1	C	20	5	37.31	0.97	0	1,31	1,346	725	0,089
Etal- 2							1,30	1,341	722	0,065
Etal- 3							1,30	1,343	723	0,073
Etal- 1	D	12	10	74.23	1.93	1	2.64	1,369	737	0,182
Etal- 2							2.64	1,367	736	0,175
Etal- 3							2.64	1,369	737	0,182
Etal- 1	-			34.64	0.9	0	1,47	1,327	712	-0,015
Etal- 2							1,48	1,328	710,7	-0,026
Etal- 3							1,47	1,325	711,7	-0,018
Etal- 4							1,47	1,326	711,3	-0,021

Tableau 3. Répétabilité des essais d'étalonnage du pluviateur à sec.

Q = débit ; V = vitesse de chute ; Hp = hauteur de pluviation ; I = intensité de déposition ; Ms = masse de sable.

- **Influence du débit massique**

Dans le but d'étudier l'influence de l'intensité de déposition sur l'indice de densité, nous présentons dans la figure 2.13 les résultats obtenus pour le sable d'Hostun pour différentes hauteurs de pluviation. Nous remarquons que l'indice de densité augmente avec la diminution de l'intensité de déposition. On conclut que les densités les plus fortes sont obtenues pour les débits les moins élevés. Il est important de noter que pour les faibles intensités de déposition, les courbes d'étalonnage sont serrées. On conclut que l'influence de la hauteur de pluviation n'est pas significative pour les faibles débits ; il faut noter que dans cette gamme, nous pouvons obtenir des indices de densités importants. Des résultats similaires ont été présentés par Kolbuszewski, (1948a, 1948b) ; Mullilis et al. (1975) ; Rad and Tumay, (1987) ; Levacher et al. (1994) ; Cresswell et al. (1999) ; Benahmed (2001).

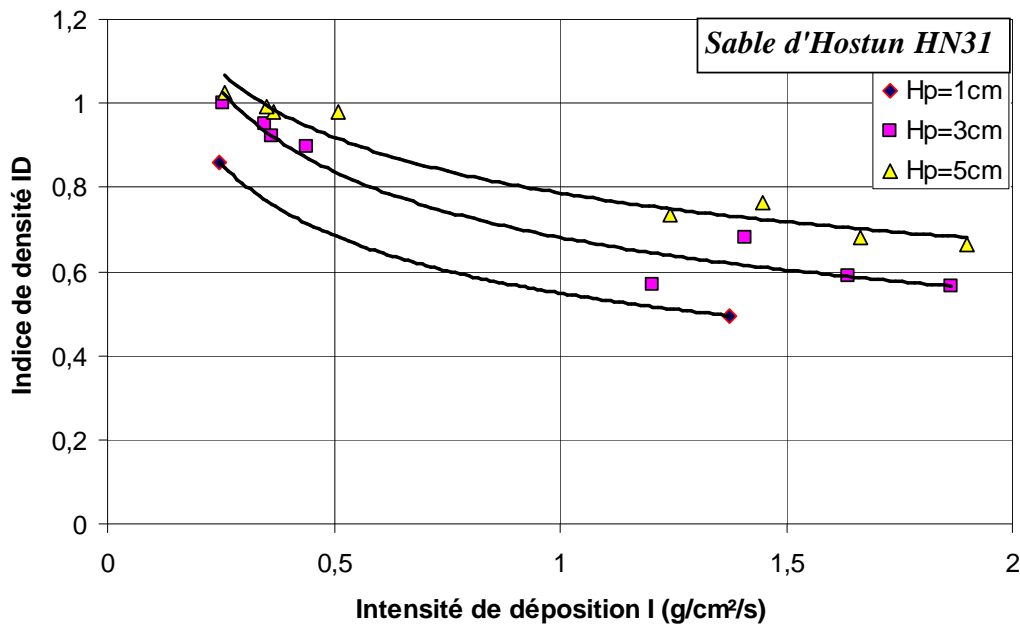


Figure 2.13. Influence de la hauteur de pluviation sur l'indice de densité.

- **Influence de la hauteur de pluviation**

En vue de mettre en évidence de manière implicite l'influence de la hauteur de pluviation sur l'indice de densité des échantillons préparés par la pluviation à sec, nous regroupons dans la figure 2.14 les résultats obtenus pour les différents débits. Nous constatons des variations de l'indice de densité en fonction de la hauteur de pluviation relativement faible, pour les faibles débits. En revanche, lorsque le débit est grand, cette influence de la hauteur de pluviation devient plus remarquable. On note que les pentes des courbes des faibles débits sont moins importantes que celles des grands débits. Ceci implique qu'avant une certaine valeur de la hauteur de pluviation, l'indice de densité n'évolue que très faiblement. Ces résultats confirment ceux déjà présentés par Kolbuszewski (1948a, 1948b) ; Rad and Tumay (1987) ; Levacher et al. (1994) ; Cresswell et al. (1999) ; Benahmed (2001).

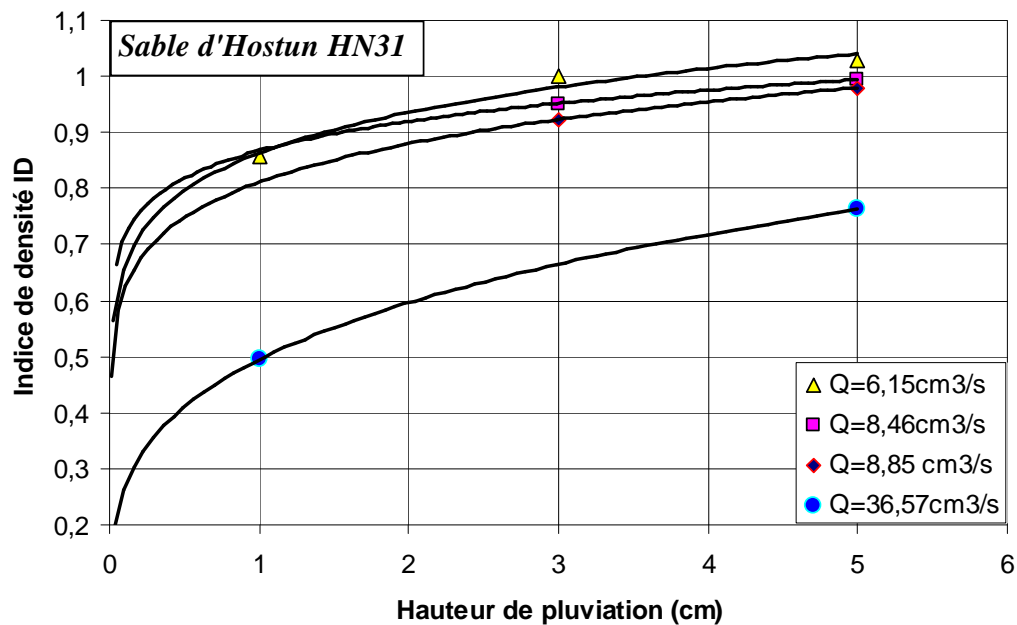


Figure 2.14. Influence de l'intensité de déposition sur l'indice de densité

1.3.4. Pluviation sous eau

La pluviation sous eau, appelée aussi couramment la sédimentation; est le résultat d'un réarrangement des particules du sol dans l'eau, transportées sous l'action de la force de gravité et de la force du courant d'eau. Elle reproduit généralement des modes de dépôt rencontrés dans la nature, par exemple les sédiments de lit des lacs ou des océans.

Le principe de cette méthode ressemble beaucoup à la pluviation à sec présentée auparavant (Chaley and Mulilis, 1978 ; Kuerbis et Vaid, 1988 ; Vaid et al., 1999 ; Chang et al., 2011), le même dispositif a été utilisé pour la pluviation sous eau, le déversement en pluie du sable qui se trouve dans le réservoir se fait, une fois que la membrane plaquée sur le moule est remplie avec de l'eau désaérée. Elle consiste à remplir en continu le moule de fabrication par du sable sec (figure 2.15).

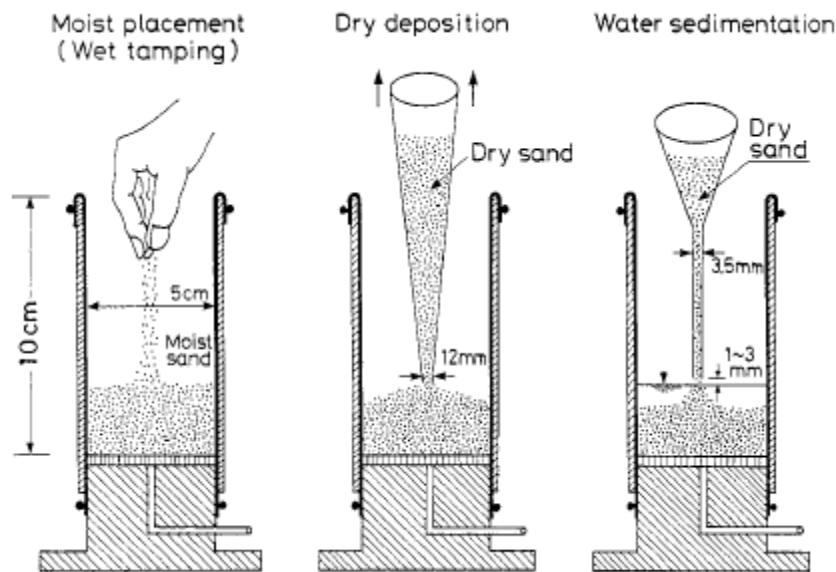


Figure 2.15. Techniques de préparation des éprouvettes; (a) pluviation à sec ; (b) pluviation sous eau (Ishihara, 1996).

La densité désirée est liée directement à la vitesse de sédimentation des particules. Elle peut être obtenue en vérifiant les deux paramètres de contrôle : la hauteur de chute des grains et le débit massique. Le réarrangement des particules du sol dans l'eau dépend de l'énergie (poids) des grains du sable et donc de la vitesse de sédimentation ; les plus gros diamètres seront déposés avant les plus fins. La hauteur de chute du sable H_p dans notre étude est égale à la distance entre le dernier tamis et le niveau d'eau. Il faut noter que les grains ont commencé la chute bien avant d'arriver à ce dernier Tamis ($H_p + H_r$, H_r représente la distance entre la grille du réservoir jusqu'à la dernière grille), comme il est présenté dans la figure 2.16. La position de ces tamis et la hauteur de chute des grains a une influence considérable sur les contacts entre les grains, donc sur leur énergie de propagation dans l'eau.

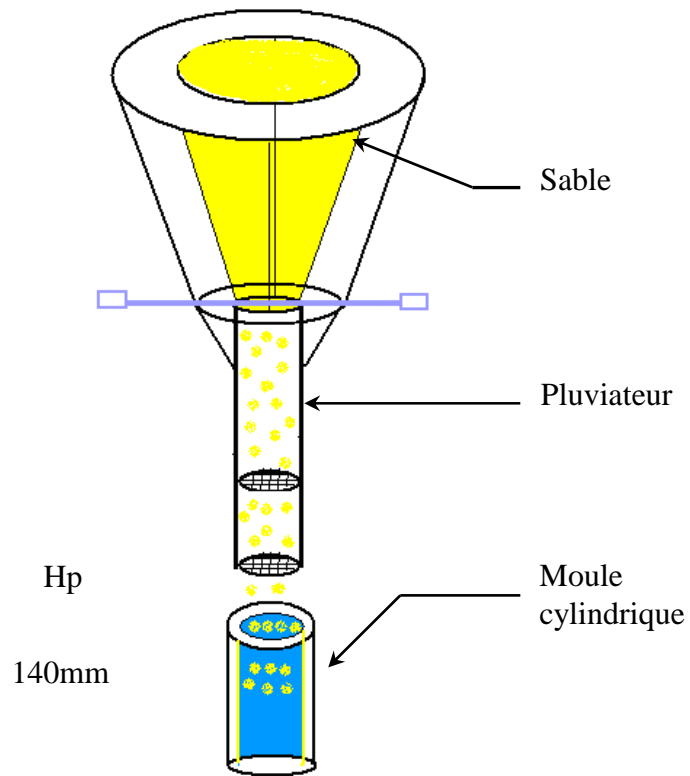


Figure 2.16. Techniques de la pluviation sous eau.

Le tableau 4 illustre les mesures des indices de densité de 0.01 à 0.30 pour différentes grilles et hauteurs de chutes du sable durant la pluviation sous eau. Une bonne répétabilité de la pluviation a été obtenue. Pour la pluviation sous eau, une différence de 5g a été enregistrée, égalant à 0.036 d'indice de densité.

ESSAI	GRILLE	N TROUS	TROUS (mm)	HP (cm)	Ms (g)	I _D
Etal- 1	B	48	4	3	717.1	0.028
Etal- 2					715.3	0.015
Etal- 3					713.5	0.010
Etal- 1	D	12	10	3	724.2	0.095
Etal- 2					730.3	0.130
Etal- 3					727.2	0.110
Etal- 1	D	12	10	6	736.7	0.180
Etal- 2					739.4	0.200
Etal- 3					741.5	0.216
Etal- 1	-	-	-	6	752.8	0.295
Etal- 2					755.9	0.323
Etal- 3					757.2	0.330

Tableau 4. Répétabilité des essais d'étalonnage de la pluviation sous eau.

Q = débit ; V = vitesse de chute ; H_p = hauteur de pluviation ; M_s = masse de sable.

Peu de travaux de recherche étudient la pluviation sous eau. Une première analyse des résultats présentés dans le Tableau 4 permet de mettre en évidence deux paramètres qui ont une influence considérable sur le processus de la pluviation sous eau. Le premier paramètre réunit à fortement associés à la hauteur de pluviation du sable. Le second paramètre est lié au débit massique.

L'estimation de l'indice des vides des échantillons

Durant la phase de fabrication de l'éprouvette jusqu'à la fin de cisaillement, l'échantillon subit des variations de la densité (i.e. indice des vides). L'estimation exacte de cette dernière induit une erreur spécifique dans la caractérisation du comportement de l'échantillon. Plusieurs méthodes de l'estimation de l'indice des vides des échantillons ont été adoptées dans la littérature (Sladen and Handford, 1987 ; Kornard, 1990 ; Verdugo and Ishihara, 1996 ; Garga et Zhang, 1997 ; Ibrahim, 1998 ; Benahmed, 2001).

Dans le but de mesurer la variation de l'indice des vides de l'échantillon durant toutes les étapes d'un essai triaxial, allant de la phase de fabrication de l'éprouvette jusqu'au début du cisaillement, Benahmed (2001) a développé une méthode permettant l'estimation de la valeur de l'indice des vides directement à partir des mesures des variations de volume.

Le dispositif expérimental est constitué d'une cellule triaxiale classique de faibles dimensions afin de minimiser les erreurs de mesures de variation de volume résultant de sa déformation propre. La partie haute de cette cellule est de forme conique équipée d'une vis de purge afin de piéger l'air et le faire sortir. La partie basse est composée de deux robinets reliés à deux GDS : le premier GDS permet d'appliquer des contraintes de confinement dans la cellule et de mesurer les variations de volume durant la phase initiale de consolidation et la phase de saturation ; le second GDS, est relié directement à l'intérieur de l'échantillon et permet les mesures des variations volumiques durant la phase de consolidation à partir de l'eau drainée par l'échantillon. Deux capteurs de pression sont fixés entre les GDS et la cellule et servent à vérifier à chaque fois l'exactitude des mesures (Figure 2.17). Les échantillons du sable d'Hostun ont été préparés par le damage humide et à sec. Différents indices de densité ont été considérés dans le cadre de cette étude allant de -0.10 jusqu'au 0.7. La mesure des variations volumiques de l'échantillon comprend trois principales étapes : mesure durant la première phase de consolidation de 0 à 100 kPa, mesure durant la saturation et mesure durant la deuxième phase de consolidation de 100 à 700 kPa.

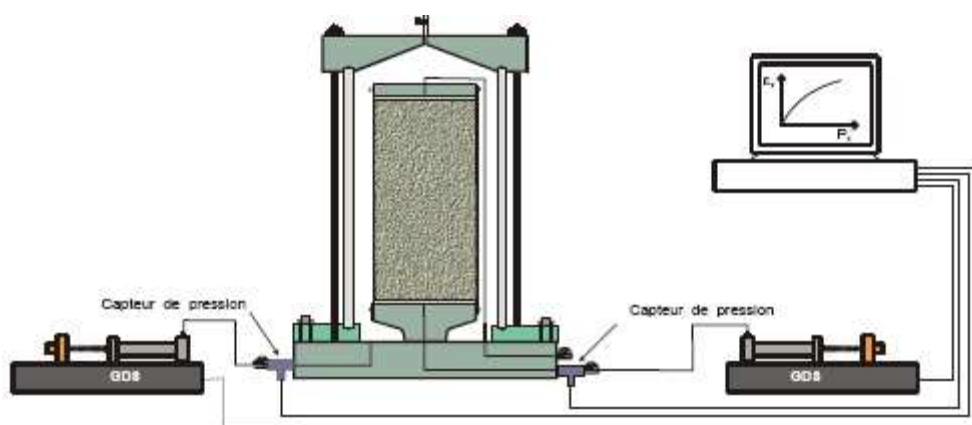


Figure 2.17. Schéma de la cellule de mesure des variations de volume développée par Banahmed (2001).

1. 4. Variation de volume durant la consolidation

Nous regroupons dans cette partie les deux phases : mesures durant la première phase de consolidation de 0 à 100 kPa, et mesures durant la deuxième phase de consolidation de 100 à 700 kPa.

Dans la première phase, l'échantillon subit une dépression à l'aide d'une pompe jusqu'à 100kPa. Les variations volumiques de l'échantillon sont mesurées par le GDS connecté directement à la cellule. En ce qui concerne la deuxième phase, les mesures de variation de volume d'eau expulsé par l'échantillon durant son confinement de 100 à 700 kPa ont été prises du GDS connecté à l'intérieur de l'échantillon. Les résultats de ces deux phases de mesure de variations volumiques en termes d'indice des vides sont présentés sur les figures 2.18-a et 2.218-b. Benahmed (2001) constate que ces variations sont d'autant plus importantes que l'indice de densité est faible.

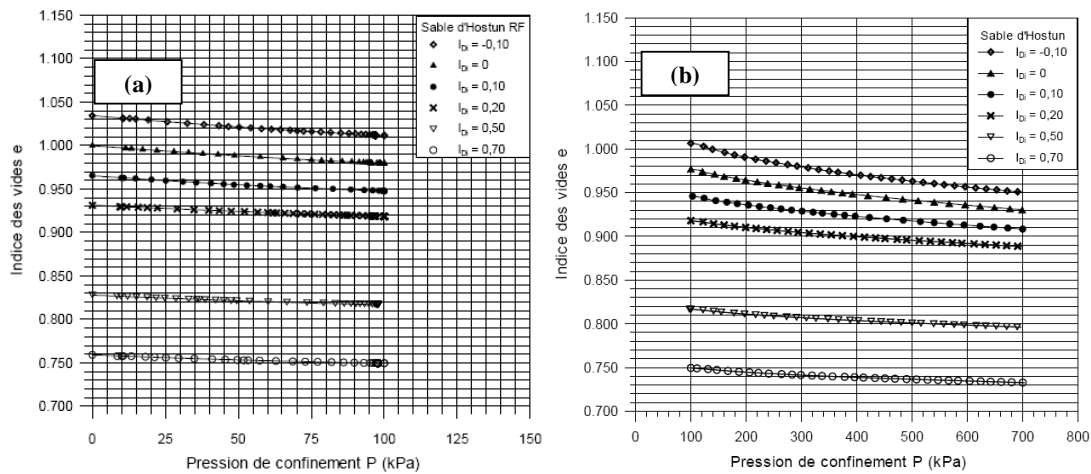


Figure 2.18. Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte de confinement: (a) de 0 à 100 kPa; (b) de 100 à 700 kPa.

1.5. Variation de volume durant la saturation

Après l'application d'une pression de confinement de 100 kPa, à l'échantillon, des mesures de variations volumiques sont effectuées par le GDS à partir des variations de volumes de l'eau de la cellule pendant la circulation de l'eau désaérée de bas en haut durant une demi-heure, pour dissoudre le CO₂, soit égale à trois fois le volume de l'échantillon. La variation de l'indice des vides obtenus après la saturation e_{sat} en fonction de l'indice des vides après consolidation à 100 kPa $e_{c,100}$ est illustrée sur la figure 2.19. Dans notre travail, nous allons utiliser les résultats expérimentaux obtenus par Benahmed (2001) durant sa thèse de doctorat pour estimer les indices des vides pour chaque phase.

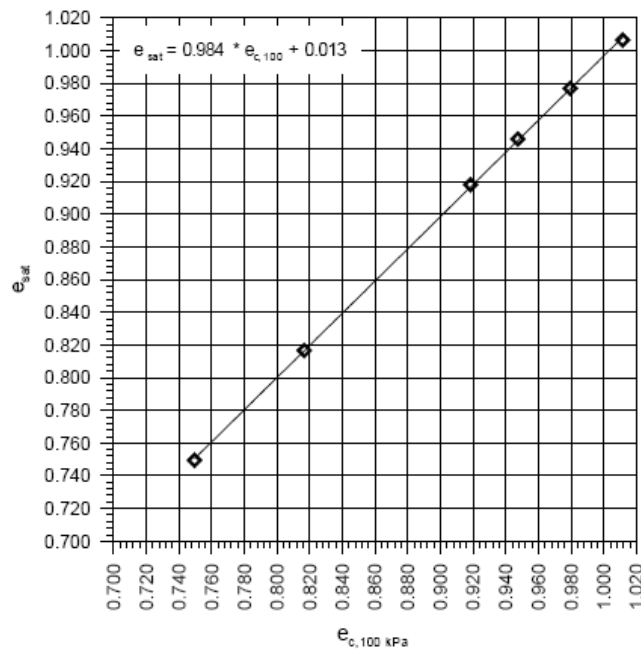


Figure 2.19. Variation de l'indice des vides de saturation en fonction de l'indice des vides e_c à 100 kPa de confinement, Benahmed (2001).

Dispositif des Bender éléments

Après la découverte de la Piézoélectricité en 1880 par les frères Curie (Curie, 1921), les matériaux piézoélectriques sont largement utilisés avec un essor considérable en géotechnique expérimentale. L'origine du phénomène est liée à la propriété de la structure. La polarisation de ce matériau génère un signal électrique sous l'action d'une contrainte mécanique, ou une déformation mécanique lorsqu'il est soumis à un signal électrique. Dans le premier cas, elle est appelée l'effet direct et dans le second cas, il s'agit d'un effet inverse.

La propagation d'ondes occupe aujourd'hui une place importante dans le domaine de la géotechnique, cette technique permet de donner des informations importantes sur les caractéristiques mécaniques du terrain. En effet, les modules de ces sols sont déterminés à partir des mesures des vitesses de parcours d'ondes de cisaillement et/ou de compression. In situ, les techniques « cross-hole, down-hole, Sismo-cône et la méthode Spectral Analysis of Surface Waves SASW » sont généralement les plus utilisées, Toutefois, ces essais sont très coûteux et les mesures ne sont pas assez précises, à cause des conditions d'essais qui ne sont pas parfaitement maîtrisées. Les essais de propagation d'ondes sont fréquemment rencontrés dans les laboratoires, tels que la colonne résonante, capteurs de cisaillement plans et les Bender éléments (Mulmi et al. 2008). Dans notre travail de recherche, nous nous intéressons plus particulièrement à cette dernière technique. Les travaux de Viggiani et Atkinson (1995.b), ont montré expérimentalement que les valeurs des vitesses de propagation des ondes de cisaillement mesurées avec les Éléments piézoélectriques se rapprochaient des valeurs mesurées in situ.

Dans cette partie, nous présentons un état de l'art de la technique des « Bender-Extender-Elements », et nous présentons le dispositif expérimental innovant mis au point dans notre laboratoire de mécanique des sols (Irstea-Cemagref) utilisé dans le cadre de ce travail.

1. 6. Bibliographie

La propagation des ondes ultrasonores fournit une méthode d'investigation originale et non intrusive des réseaux de contacts au sein des milieux granulaires. Le passage de ces ondes ne provoque aucune modification des contacts (Jia, 1999).

Sur le plan expérimental, les premières apparitions des capteurs piézoélectriques utilisés dans la mécanique des sols remonteraient aux années soixante. Lawrence (1963, 1965) cité dans Bourgeois (1997) a conçu des capteurs piézoélectriques de cisaillement plans « Flat Shear Plates », cependant, les inconvénients d'utiliser ce type de capteur résident dans l'énergie insuffisante utilisée par ces éléments à cause de leur mise en place sur les surfaces des échantillons. Depuis ces travaux, la technique de propagation d'onde a fait l'objet de nombreux projets de recherches.

Dans des études antérieures présentées par Shirley et Hampton (1978), les auteurs ont inventé le premier dispositif expérimental, appelé « Bender éléments » permettant d'émettre et de recevoir des ondes de cisaillement à travers des échantillons du sol.

Peu de temps après, durant les années 1980, Schultheiss (1981); Dyvik et Madshus (1985); Dyvik et Olsen (1989), ont apporté des améliorations à la fabrication des Bender éléments. L'épaisseur des plaques utilisées est devenue moins mince et plus facile à faire rentrer dans l'échantillon, comme montré dans les figure 2.20 et 2.21. De nombreux dispositifs expérimentaux sont instrumentés par ce système de mesure des vitesses tels que la cellule triaxiale, les boîtes de cisaillement et les oedomètres. Cette technique avait montré son intérêt et ses nombreux avantages expérimentaux.

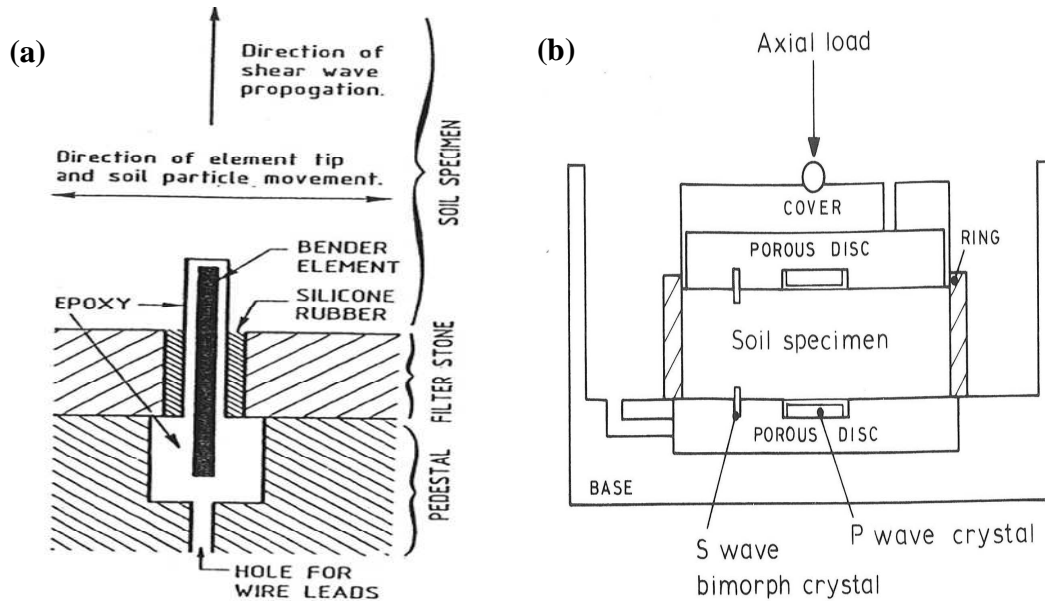


Figure 2.20. Mise en place des Bender éléments, (a) Dyvik et Madshus, 1985 ; (b) Schultheiss (1981).

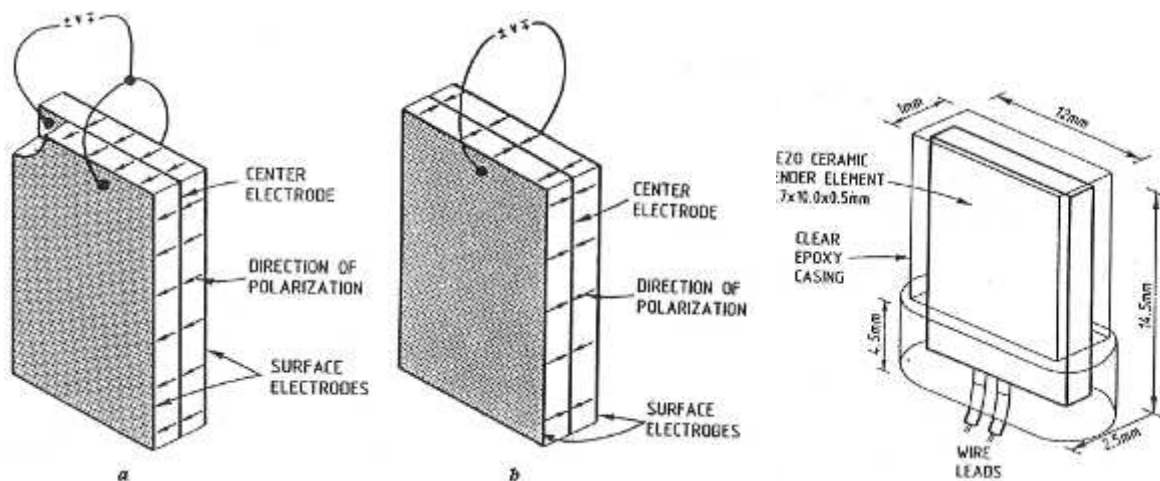


Figure 2.21. Montages électriques (a) en parallèle et (b) en série (Dyvik et Madshus, 1985)

Les capteurs piézo-électriques sont installés dans différentes directions, dans les embases inférieures et supérieures de la cellule, et sur le pourtour latéral de l'échantillon (Belotti, 1996 ; Pennington et al., 1997 ; Pennington, 1999 ; Fioravante et Capoferri, 2001). Ce dispositif de mesure permet une caractérisation plus fine de la matrice de rigidité des sols, en particulier de l'anisotropie (Figure 2.22).

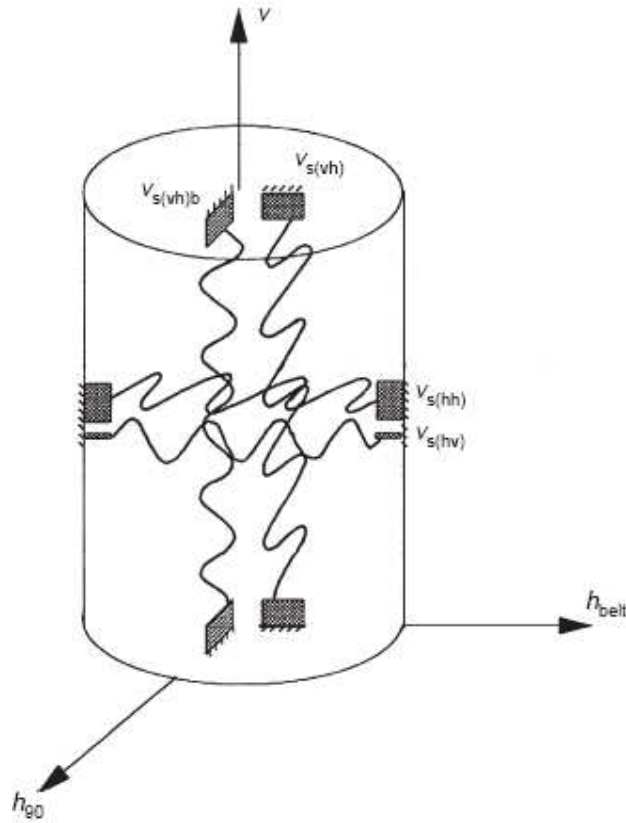
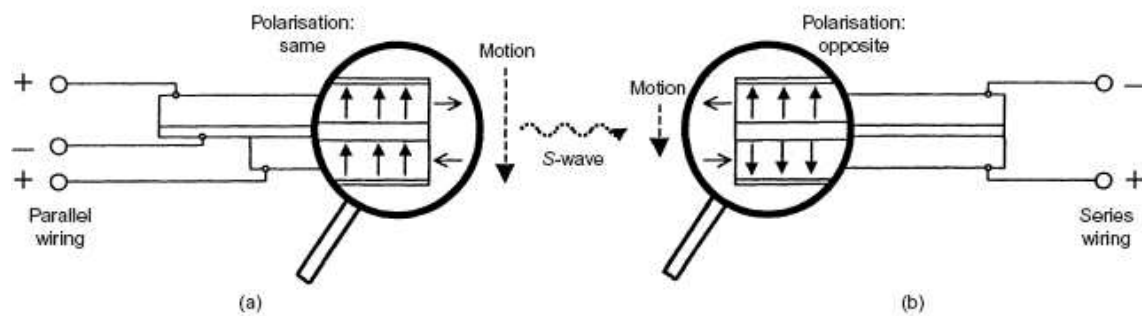


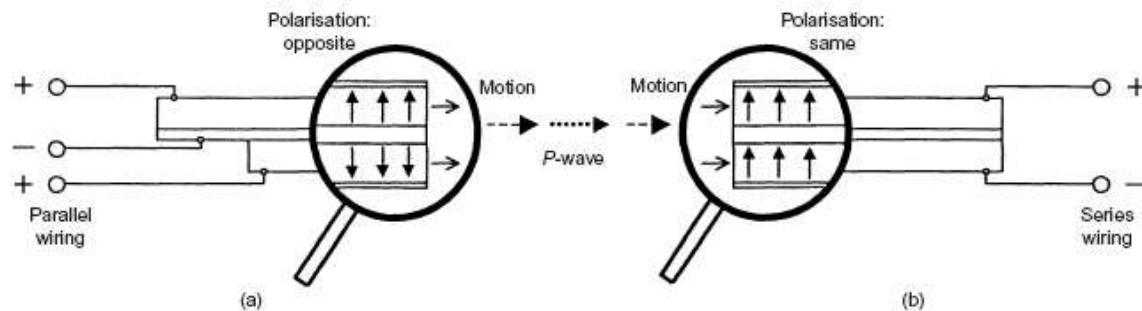
Figure 2.22. Mise en place des Bender éléments dans différentes directions (Pennington, 1997)

Plus récemment, les travaux de Lings et Greening (2001) ont permis de développer un autre modèle plus sophistiqué de Bender éléments appelé « Bender-Extender-Elements ». Un seul couple de capteurs piézo-électriques a permis d'émettre et de recevoir des ondes de cisaillement et des ondes de compression, en générant des mouvements de flexion et d'extension des lamelles des capteurs piézoélectriques (Figure 2.23).

Le système de propagation d'onde a beaucoup progressé notamment grâce à l'évolution de l'informatique et des techniques de traitements du signal, la technique a largement fait ses preuves dans différents axes de recherche.



Bender éléments (a) émetteur et (b) récepteur



Extender éléments (a) émetteur et (b) récepteur

Figure 2.23. Montages électriques pour les bender-extender éléments (Lings et Greening, 2001).

La longueur d'onde est définie par le rapport de la vitesse de l'onde sur la fréquence de celle-ci. Du point de vue mécanique, un milieu granulaire est continu si la taille caractéristique de l'échantillon testé est au moins égale à dix fois le diamètre du plus gros granulat. Du point de vue de la propagation des ondes, on peut avoir deux familles d'ondes : les ondes balistiques et les ondes diffusées. On parle d'ondes balistiques lorsque la longueur d'onde est très grande par rapport à la dimension caractéristique des granulats; dans ce cas le signal se propage balistiquement. On parle d'ondes diffusées lorsque la longueur d'onde est de l'ordre de la taille des grains. Dans notre travail, nous allons adopter le premier type. (Figure 2.24).

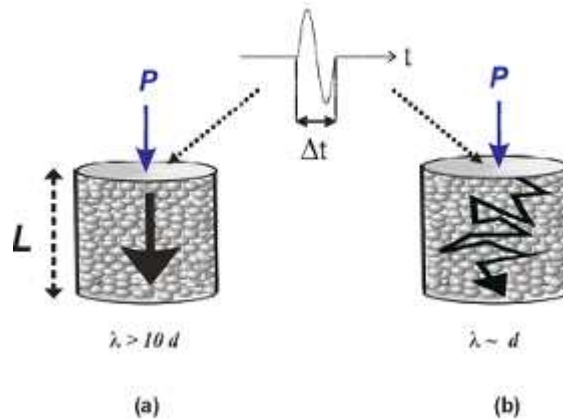


Figure 2.24. Propagation d'onde (a) balistique (b) multiplement diffusée (Jia, 2001)

1. 7. Temps de propagation d'onde

L'identification du temps de vol des ondes est la phase la plus délicate de notre travail car, selon les conditions expérimentales, les ondes parasites ne permettent pas d'obtenir une bonne résolution de signal reçu. Pour les ondes de compression, la mesure du temps de parcours d'onde est facile, car ces ondes sont très rapides, contrairement aux ondes de cisaillement, qui sont moins rapides. Plusieurs méthodes existent dans la littérature pour déterminer le point d'arrivée d'ondes.

La première approche, consiste à utiliser l'ensemble du signal, diverses techniques d'interprétation de ce signal sont proposées telles que la méthode fréquentielle (Blewett, 1999 ; Blewett et al., 2000 ; Greening et al., 2004 ; Clayton et al., 2004), et la méthode de la corrélation croisée des signaux (Mohsin et al., 2003 ; Sharifipour, 2006) (Figure 2.25).

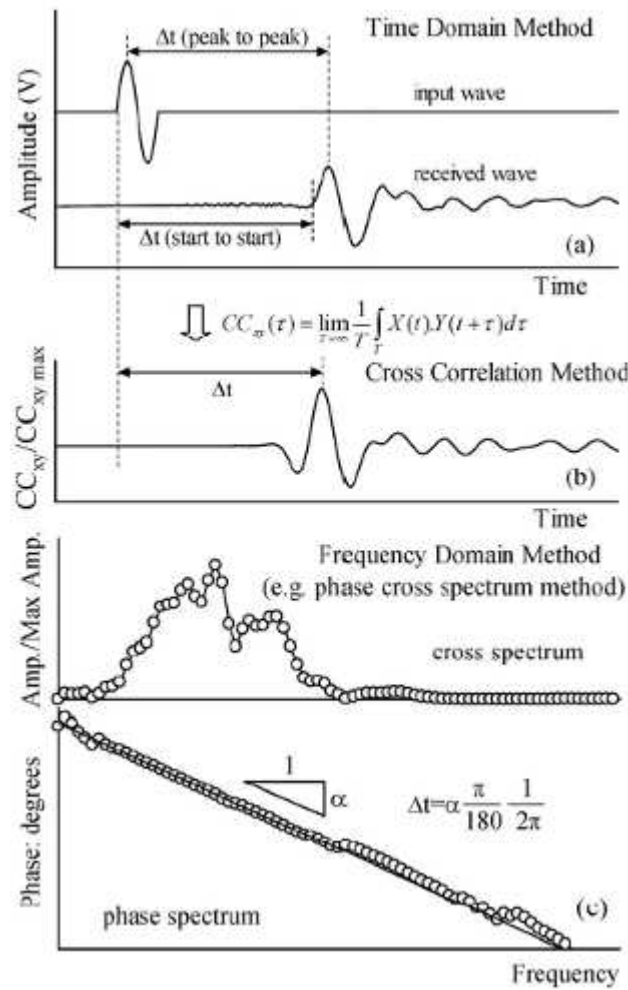


Figure 2.25. Exemples des méthodes d'identification du temps d'arrivée, (a) Méthode temporelle ; (b) méthode de la corrélation croisée; (c) méthode domaine fréquentiel (Yamashita et al. 2009).

La seconde approche est basée sur une inspection visuelle du signal en tenant compte de l'effet de champ proche et de la partie d'arrivée du signal. Cette approche est appelée la méthode temporelle (Brignoli et al., 1996 ; Greening et al., 2003). Le temps de vol d'onde mesuré correspond à l'intervalle qui sépare l'origine du signal émis et la première déviation du signal reçu. La fréquence utilisée n'a pas d'effets sur le point d'arrivée, mais l'apparition et la visibilité peuvent changer de façon spectaculaire (voir la figure 2.26) (Lee et Santamarina, 2005 ; Zhu et al., 2008). Arroyo et al. (2006) ont montré numériquement et expérimentalement que la taille des échantillons a une influence significative sur la distorsion du signal.

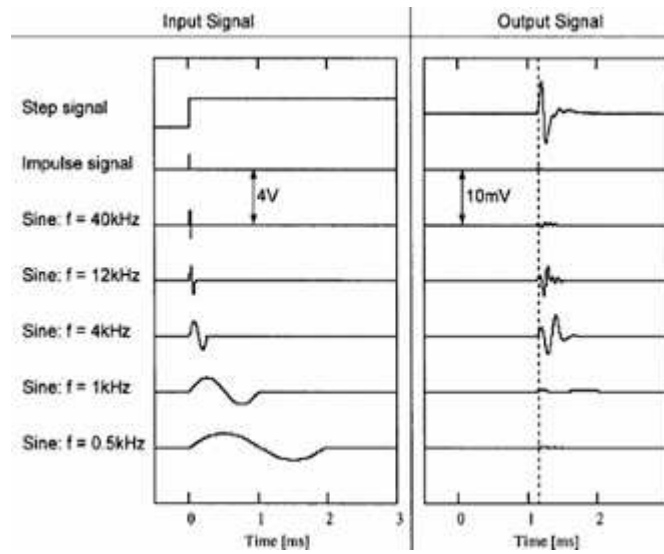


Figure 2.26. Influence de la fréquence sur le signal reçu enregistré avec les Bender éléments (Lee et Santamarina, 2005).

Dans l'interprétation de nos résultats, nous utiliserons la méthode temporelle car elle avait montré son intérêt et ses nombreux avantages, comme on a vu ci-dessus. Nous avons utilisé les ondes balistiques, donc la méthode temporelle suffira pour bien interpréter le signal, contrairement à la méthode fréquentielle où on utilise aussi la partie incohérente du signal. La méthode temporelle est la plus utilisable dans les laboratoires de recherche, elle est plus simple et plus facile à utiliser et elle donne de bons résultats (Sharifipour, 2006). Dans la figure 2.27, nous représentons un résultat typique d'une propagation d'onde de cisaillement dans le sable prise directement de l'oscilloscope. La vitesse d'onde est déterminée par le rapport de la distance parcourue au temps de propagation de cette onde. Ceci se traduit par l'expression suivante :

$$V = \frac{D}{T}$$

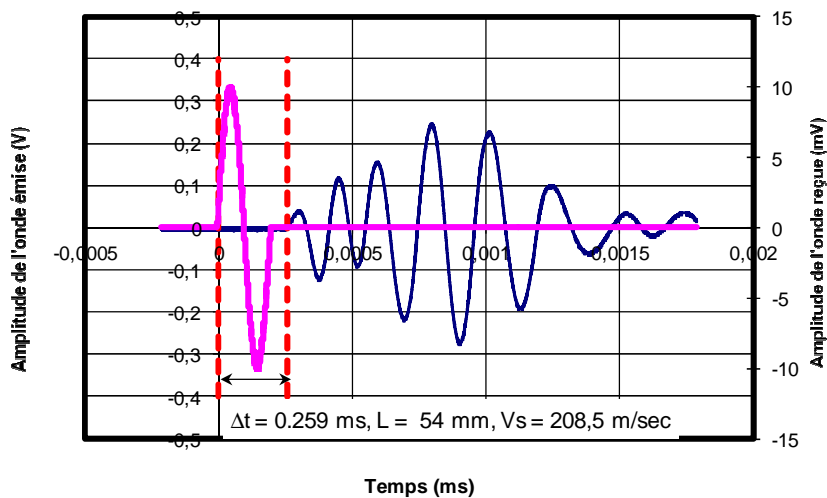


Figure 2.27. Signal typique d'essai de propagation d'onde de cisaillement dans le sable.

1. 8. Distance de propagation

La distance de propagation d'onde dans l'échantillon correspond au chemin le plus court entre l'émetteur d'onde et le récepteur. De nombreux travaux accumulés ces dernières années montrent que la distance la plus vraisemblable est celle comprise entre les extrémités de la paire des Bender éléments, appelée la distance libre Tip-To-Tip (Dyvik et Madshus, 1985 ; Brignoli et al., 1996 ; Viggiani et Atkinson, 1995 ; Kawagochi et al., 2001) (Figure 2.28). Plus cette distance de propagation est grande, plus le signal reçu est lisible (Tournat et al., 2006).

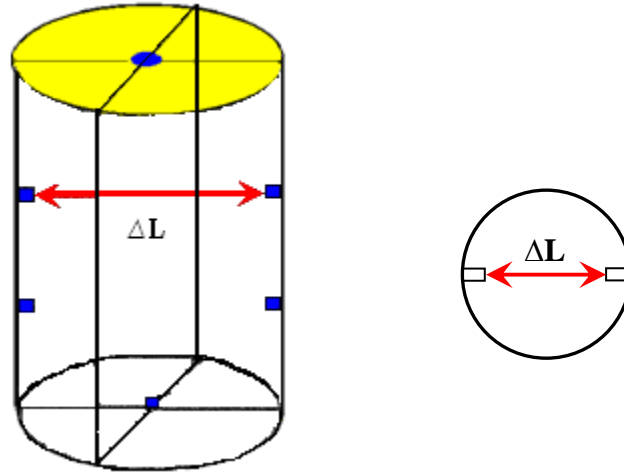


Figure 2.28. Distance de la propagation d'onde Tip-to-Tip.

Il existe une étude récente réalisée par Rio (2006) sur des échantillons de caoutchouc de polyuréthane de diamètres différents (38, 50 et 75mm) et des hauteurs comprises entre 6 et 76mm. L'auteur de cette étude a considéré le Bender éléments comme une poutre encastree d'un coté, la polarisation engendre un moment de flexion (Figure 2.29), donc la distance de vol d'onde est à environ 60% de la hauteur d'encastrement du capteur.

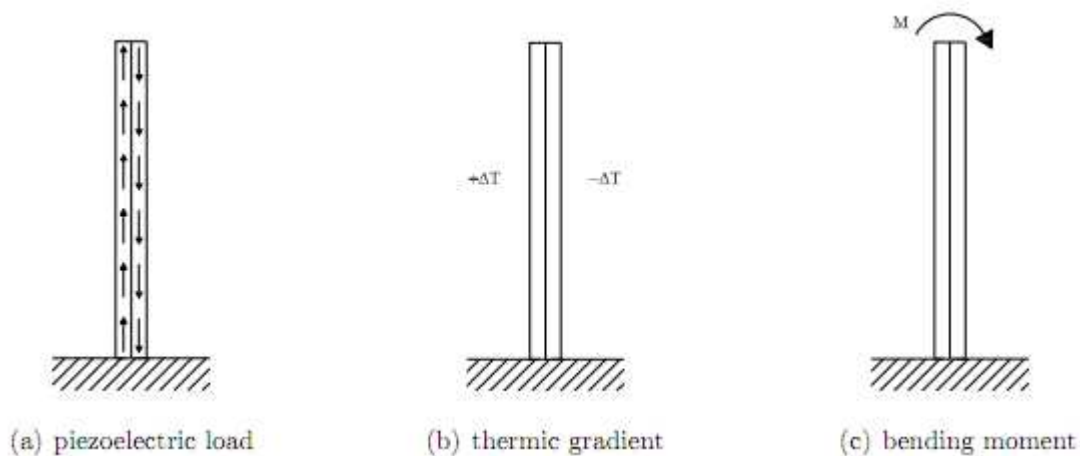


Figure 2.29. Distance de la propagation d'onde proposée par Rio (2006).

Dans la notre étude, nous allons considérer que la distance du parcours d'onde dans l'échantillon est mesurée de deux extrémités des lames des Bender éléments (Tip-to-tip).

1. 9. Fabrication des Bender éléments

Nous présentons dans cette partie, la méthode de fabrication des Bender Extender Elements, la technique a été développée à l'université de Bristol en Angleterre par Pennington et al. (2001) et Lings et Greening (2001).

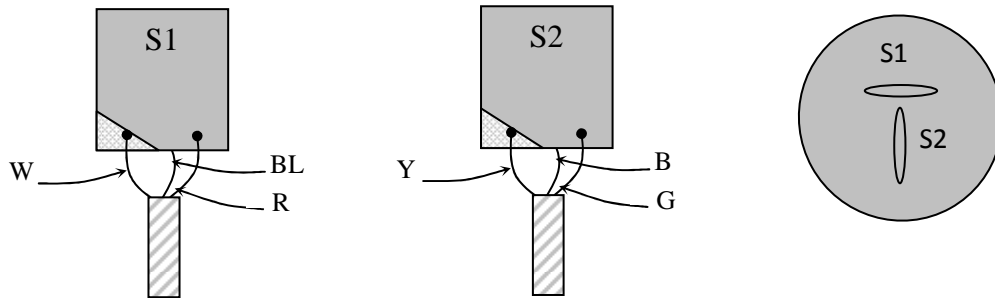
On reporte dans le tableau 5, les dimensions et le type des plaques piézoélectriques parallélépipédique choisies pour fabriquer les Bender éléments dans notre laboratoire, Les tailles des lamelles sont conçues de manière à avoir un bon signal (Leong et al. 2009).

Type de capteurs	Type de la plaque Piézoélectrique	Longueur (mm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)
Capteurs verticaux	5 AMP/07174	14	10	0.51
Capteurs horizontaux	5 AMP/07174	11	6	0.51

Tableau 5. Caractéristiques du sable d'Hostun HN31.

Le transport du courant électrique de la fonction génératrice vers les émetteurs, et la récupération du signal des capteurs récepteurs vers l'oscilloscope se fait à travers les câbles. Le choix du câble est fondamental afin qu'on puisse éliminer tous les phénomènes perturbateurs. Nous avons choisi des câbles blindés de toutes sortes afin d'avoir un bon signal sans les interférences provenant de l'extérieur. La figure 2.30 illustre le câblage utilisé dans le cadre de notre thèse. C'est le même que celui qui a été développé par Lings et Greening (2001). Les capteurs émetteurs sont en montage parallèle (c.-à-d.que, le câblage est effectué sur les couches extérieures (titanate-zirconate de plomb, PZT) et sur la couche conductrice centrale. Par contre, le montage en série (i.e., le câblage effectué sur les couches extérieures seulement) est adopté pour les capteurs récepteurs. Ce système de câblage nous permet avec un seul couple de capteurs piézo-électriques d'émettre et de recevoir des ondes de cisaillement et des ondes de compression selon la polarisation choisie, en générant des mouvements de flexion et d'extension des lamelles des capteurs piézoélectriques.

Transmetteur :



Receveur :

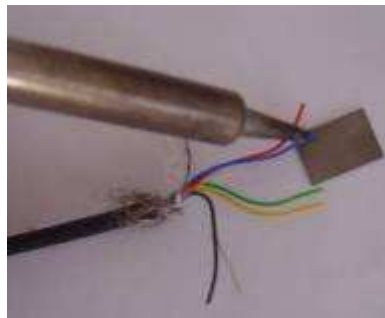
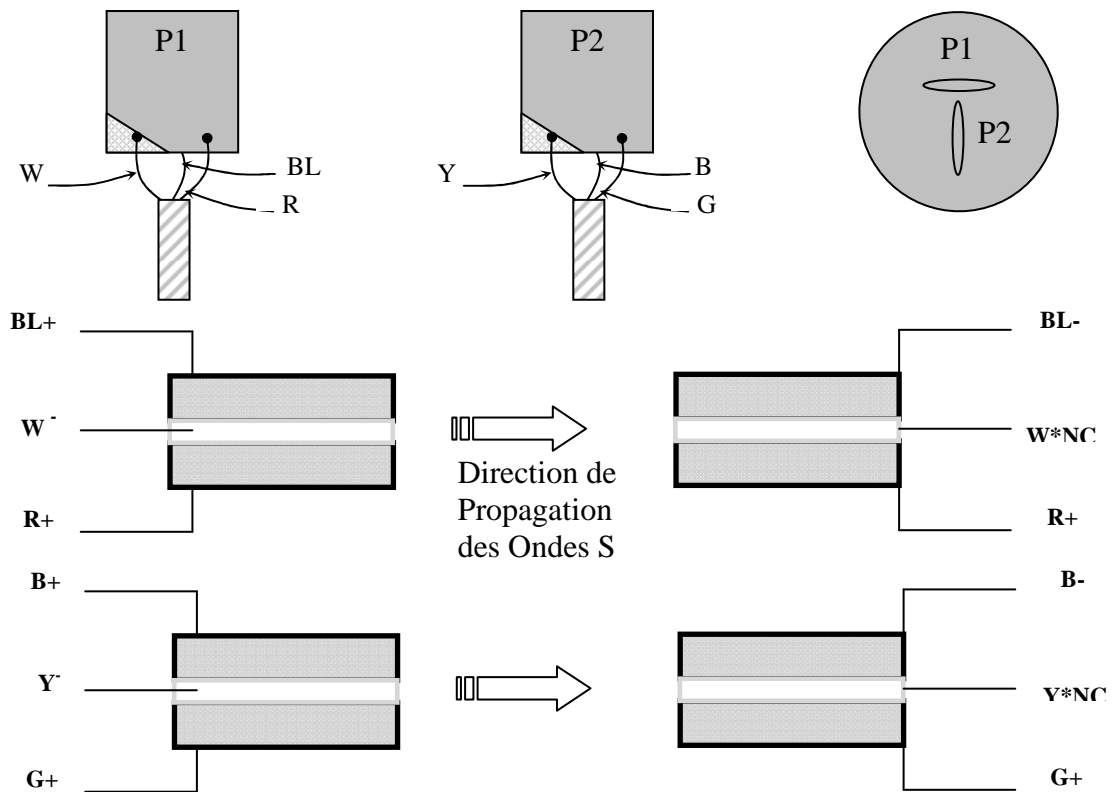


Figure 2.30. Schema global du cablage des Bender éléments. R : red ; W: white ; BL: black ; B : bleu ; G : green ; Y: yellow; NC : non connecté.

Une fois que le câblage est fait, nous assurons l'étanchéité du système. Cette phase est l'une des étapes les plus importantes dans la fabrication des Bender éléments. Un moule en plexiglas est dédié spécialement à cela ; ses dimensions sont choisies de sorte que les plaques parallélépipédiques piézoélectriques seront protégées par une couche de résine d'époxy ; cette dernière est un mélange de Araldite DBF et Aradur HY 951, pour éviter tout contact entre l'élément piézoélectrique et l'eau durant toutes les phases d'un essai triaxial (voir la figure 2.31).



Figure 2.31. Phases de fabrication des Bender éléments.

La figure 2.32 présente une description détaillée du dispositif de la technique de propagation d'onde développée et employée dans le cadre de ce travail.

A l'aide de la fonction génératrice, nous envoyons des impulsions aux capteurs émetteurs qui génèrent des vibrations tangentielles ou longitudinales de ces lamelles de l'ordre de 10^{-6} correspondant pour les sables à un domaine de comportement de type quasi statique. Ces vibrations se propagent dans l'échantillon sous la forme d'une onde de cisaillement ou de compression, Les deux ondes peuvent se propager dans la phase solide, tandis que seules des ondes de compression peuvent se propager dans une phase liquide.

La principale caractéristique de ces capteurs piézoélectriques est de pouvoir convertir l'énergie électrique en énergie mécanique et vice-versa. En effet, lorsqu'un Bender éléments subit une déformation, il produit une différence de potentiel à ses bornes. Inversement, il se déforme lorsqu'il est soumis à un champ électrique.

Deux de ces capteurs sont installés dans les embases inférieure et supérieure de la cellule triaxiale modifiée pour recevoir ces capteurs, assurant la propagation des ondes dans le plan vertical. Quatre autres capteurs moins grands et moins légers sont placés sur le pourtour latéral de l'échantillon garantissant la propagation d'ondes dans le plan horizontal. Ces capteurs sont fabriqués sous forme d'un T, permettant d'avoir des ondes de cisaillement ou de compression dans différentes directions sur le plan horizontal (V_{hh} et V_{hv}). Une fois que les récepteurs récupèrent les ondes propagées au sein du matériau granulaire, le signal est amplifié via des amplificateurs conçus dans notre laboratoire avant qu'il ne soit visualisé sur un oscilloscope. Ce dernier est relié à un ordinateur par l'intermédiaire d'une liaison de type RS232 ; Les données enregistrées sont contrôlées par un logiciel installé sur l'ordinateur.

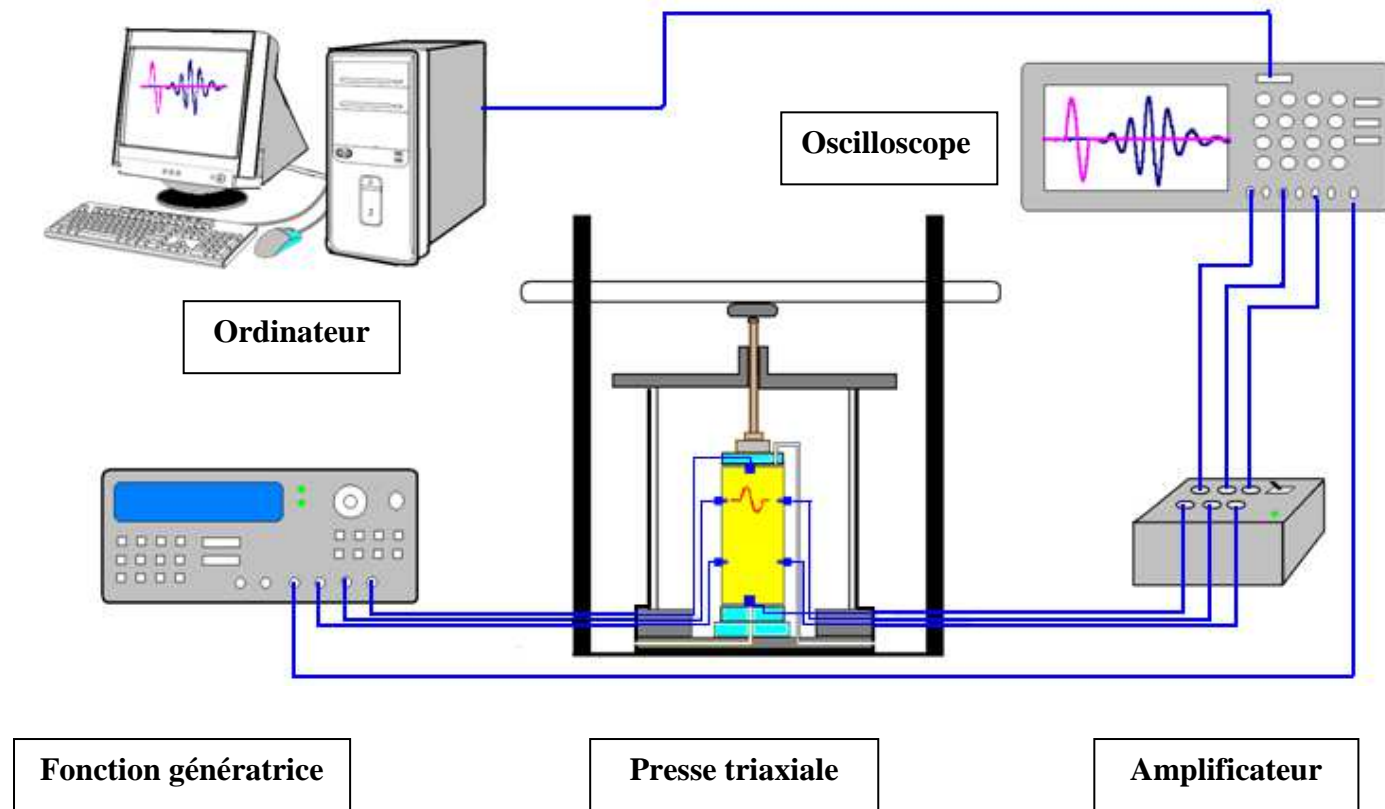


Figure 2.32. Schéma du dispositif expérimental de Bender éléments

1.10. Les techniques expérimentales de mise en place des Bender éléments sur un échantillon du sable

Avant d'aborder la procédure de la mise en place des Bender éléments dans les échantillons, nous faisons un petit rappel de la technique utilisée par Fioravante et Capoferri (2001). Un dispositif de mesure non intrusive permet de générer et de transmettre des ondes au sein du matériau granulaire sans engendrer de modifications de la structure interne de l'échantillon. Les capteurs piézoélectriques latéraux sont collés le long de la membrane sur une plaque métallique mince de 0.1mm d'épaisseur, 10mm de largeur et 20mm de longueur. Les capteurs collés perpendiculairement à l'interface métallique génèrent deux types d'ondes de cisaillement Vhh et Vhv; ce système est appelé FBE «Frictional Bender Element». En revanche, pour les ondes de compression, ces capteurs sont collés longitudinalement le long de la membrane; cette instrumentation est appelée PBE «Pulsate Bender Element» (Figure 2.33).

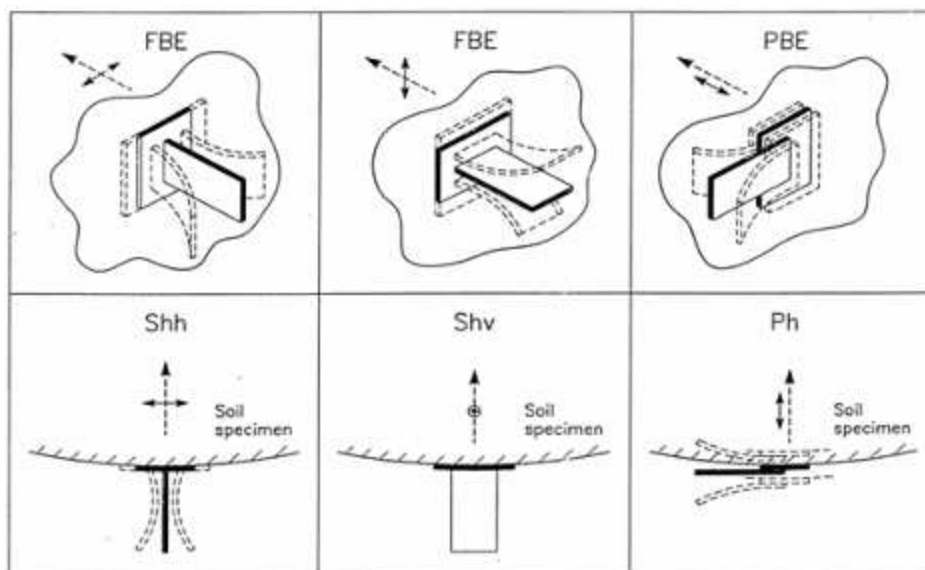


Figure 2.33. Disposition des Bender éléments radiaux FBE, PBE (Fioravante et Capoferri, 2001).

La technique de la mise en place des Bender éléments dans les éprouvettes de sable utilisées dans le cadre de notre travail ressemble à celle utilisée par Sadek (2006) à l'université de Bristol, réalisée sur des échantillons de sable cubique.

La phase de disposition des capteurs piézoélectriques le long de l'échantillon cylindrique de 140mm de hauteur et 70mm de diamètre, correctement sans le faire perturber est l'une des étapes les plus difficiles rencontrées dans la préparation des éprouvettes.

Chan et al. (2010) montrent, à partir des résultats expérimentaux, que le diamètre des éprouvettes et la vitesse de pénétration des Bender éléments dans les échantillons d'argile, n'ont pas d'influence sur la propagation d'ondes dans le matériau (i.e., aucune perturbation de l'échantillon n'a été enregistrée par les auteurs, comme le montre la figure 2.34)

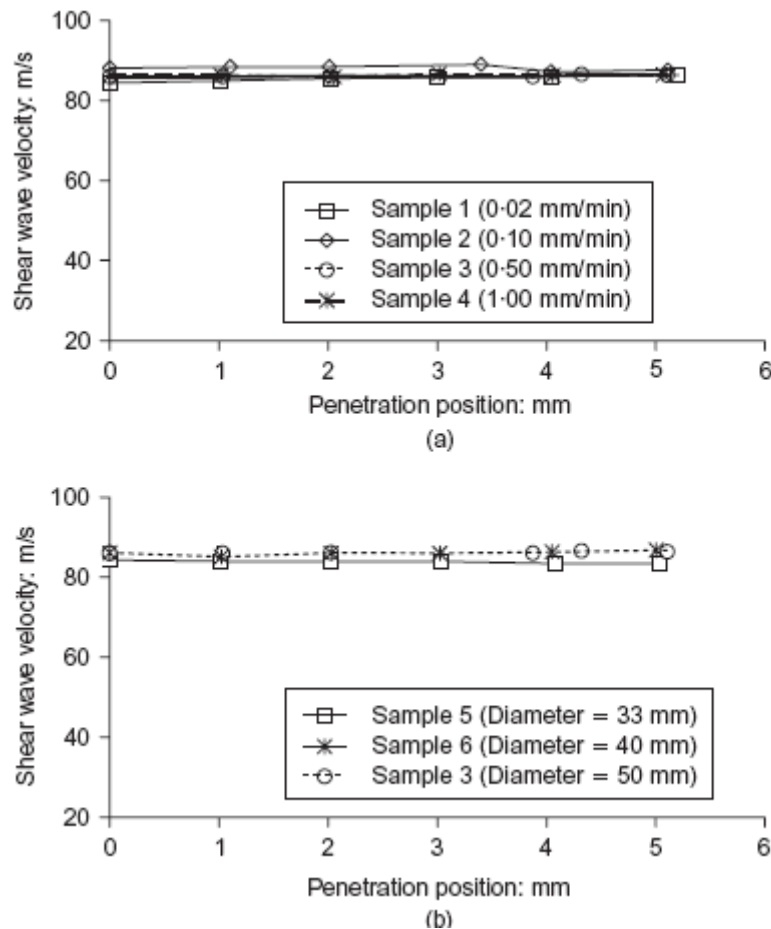
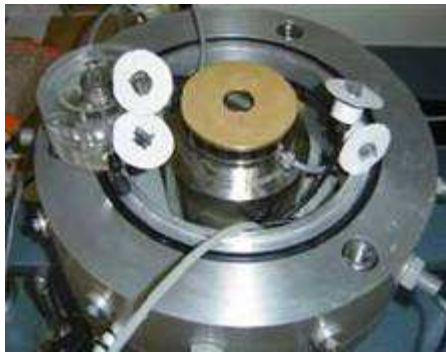


Figure 2.34. Variation de la vitesse de cisaillement en fonction de la distance de pénétration des Bender éléments dans les éprouvettes en changeant, (a) Vitesse de pénétration ; (b) Diamètre des éprouvettes (Chan et al. 2010).

Les principales phases de préparation d'une éprouvette instrumentée par les Bender éléments sont les suivantes :

- Tout d'abord, nous faisons des coupures symétriques des deux côtés de la membrane sous la forme d'un T, de la même dimension que les Bender éléments
- Nous fermons ces ouvertures avec de la colle.
- Après la réalisation des phases de démoulage de l'éprouvette et avant le montage de la cellule triaxiale (la procédure est bien détaillée dans la partie 1.3 de ce chapitre), nous appliquons un vide de -100kPa dans l'échantillon afin de le maintenir et d'assurer sa stabilité.
- Nous ouvrons les trous à l'aide d'un couteau.
- Ensuite, nous insérons rapidement les capteurs piézoélectriques.
- Nous appliquons immédiatement plusieurs couches de latex (COPYDEX) sur les frontières de la membrane et du capteur comme illustré sur la figure 2.35.



(a)



(b)

Figure 2.35. (a) Bender éléments verticaux et horizontaux installés sur la presse triaxiale ; (b) échantillon instrumenté par ses capteurs.

1. 11. Conclusion

Dans un premier temps, nous avons exposé les caractéristiques des matériaux utilisés et les dispositifs expérimentaux employés dans le cadre de cette thèse. Par la suite, nous avons présenté une description détaillée des techniques de reconstitution des éprouvettes triaxiales. Enfin, nous avons montré également la méthode de fabrication des capteurs piézoélectriques (Bender éléments). Nous avons présenté un état de l'art sur cette technique basée sur la mesure des vitesses d'onde dans un échantillon. Nous avons vu que la compréhension du comportement de la matière à l'échelle des grains présente un véritable défi scientifique et technique.

Partie 3

Résultats et discussions

Dans cette partie du manuscrit, nous présentons et interprétons les résultats des essais de compression monotones non drainés réalisés sur le sable d'Hostun HN31, à l'aide de la presse triaxiale contrôlée en déplacement. Les éprouvettes d'essais ont été instrumentées avec les capteurs piézoélectriques (Bender éléments) verticaux et horizontaux. Comme nous l'avons vu dans l'étude bibliographique, un nombre croissant d'études expérimentales et théoriques sont présentées dans la littérature. Cependant, les connaissances restent lacunaires, et des données indispensables et essentielles à la compréhension réelle des phénomènes d'instabilité dans les matériaux granulaires à l'échelle de la microstructure manquent parfois et sont limitées.

Ce chapitre se compose de deux parties principales. Dans un premier temps, nous exposons les résultats liés à l'influence de l'état initial et au mode de dépôt sur le comportement du sable d'Hostun. Dans un second temps, notre attention sera orientée vers l'anisotropie inhérente et induite, en lien avec le mode de dépôt et la microstructure initiale.

Programme expérimental

Le programme expérimental a été conçu de sorte à fournir des données de recherche afin d'apporter plus d'éléments pour mieux comprendre le comportement des matériaux granulaires vis-à-vis de leur instabilité à l'échelle de la microstructure. L'accent est mis sur l'influence de paramètres prépondérants qui paraissent avoir une influence considérable sur la rhéologie des milieux granulaires tels que l'état initial, et le mode de déposition qui induit des structures granulaires différentes au sens de l'empilement granulaire.

Trois modes de reconstitution des échantillons ont été adoptés dans notre travail, à savoir le damage humide « **DH** », la pluviation à sec « **PS** » et la pluviation sous eau « **PE** ». Toutes nos éprouvettes sont isotropiquement consolidées à des contraintes de confinement égales à 100kPa, et cisailées en conditions non drainées à déformation contrôlée. La procédure expérimentale et les conditions d'essais ont été présentées dans le chapitre précédent. Le tableau 1 définit le programme expérimental d'essais effectués avec leurs conditions expérimentales initiales. Les numérotations indiquées correspondent aux essais les plus significatifs, les cas aberrants étant exclus de ce manuscrit.

La direction judicieusement choisie de la propagation de l'onde et la direction du mouvement des particules interviennent systématiquement dans l'expression de la vitesse d'onde de cisaillement V . Dans les notations utilisées dans notre étude, le premier indice associé correspond à la direction de propagation de l'onde alors que le second représente la direction du mouvement des particules. Par exemple, V_{vh} correspond à la vitesse d'onde de cisaillement mesuré à partir d'une onde se propageant verticalement avec un mouvement des particules horizontal.

1. 1. Récapitulatif des essais réalisés

L'ensemble des essais réalisés suivant les différents modes de reconstitution et les différentes conditions initiales sont présentés dans le tableau ci-dessous.

N° Essai	Mode de dépôt	σ_c (kPa)	e_i	Idi	e_c	Idc
E 34	DH	100	1	0	0,977	0,07
E 36	DH	100	1	0	0,977	0,07
E 39	DH	100	1	0	0,977	0,07
E 40	DH	100	1	0	0,977	0,07
E 5	DH	100	0.997	0,01	0.974	0,08
E 13	DH	100	0.993	0,02	0.971	0,08
E 2	DH	100	0.993	0,02	0.971	0,08
E 23	DH	100	0.990	0,03	0.968	0,09
E 35	DH	100	0.965	0,10	0,946	0,16
E 37	DH	100	0.965	0,10	0,946	0,16
E 6	DH	100	1	0	0,977	0,16
E 44	DH	100	0.965	0,10	0,946	0,16
E 38	DH	100	0.930	0,20	0.919	0,24
E 42	DH	100	0.930	0,20	0.919	0,24
E 41	DH	100	0.895	0,30	0.893	0,31
E 43	DH	100	0.895	0,30	0.892	0,31
E 15	PS	100	1	0	0,992	0,06
E 3	PS	100	0.993	0,02	0.974	0,07
E 11	PS	100	0.993	0,02	0.974	0,07
E 29	PS	100	0.990	0,03	0.971	0,08
E 25	PS	100	0.990	0,03	0.971	0,08
E 46	PS	100	0.969	0,09	0,948	0,15
E 45	PS	100	0.962	0,11	0.943	0,17
E 49	PS	100	0.937	0,18	0.925	0,22
E 52	PS	100	0.899	0,29	0.880	0,35

N° Essai	Mode de dépôt	σ_c (kPa)	e_i	Idi	e_c	Idc
E 4	PE	100	0.997	0,01	0.976	0,07
E 19	PE	100	0.993	0,02	0.974	0,07
E 24	PE	100	0.990	0,03	0.971	0,08
E 26	PE	100	0.990	0,03	0.971	0,08
E 30	PE	100	0.990	0,03	0.971	0,08
E 53	PE	100	0.958	0,12	0.941	0,17
E16	PE	100	0.930	0,20	0.919	0,24
E 47	PE	100	0.927	0,21	0.915	0,25
E 48	PE	100	0.923	0,22	0.910	0,26
E 50	PE	100	0.895	0,30	0.876	0,35

Tableau 1. Récapitulatif des essais réalisés.

DH = Damage humide ; PS = pluviation à sec ; PE = pluviation sous eau ; e_i = indice des vides initial avant consolidation ; e_c = indice des vides après consolidation ; Idi = indice de densité initial avant consolidation ; Idc = indice de densité après consolidation ; σ_c = contrainte de consolidation.

1. 2. Essais de répétabilité

Une bonne fiabilité des résultats expérimentaux dépend de manière significative de la bonne répétabilité des essais. Nous abordons ci-dessous ce point précis, de ce fait, le comportement mécanique n'est pas commenté ici mais dans la section suivante.

Nous présentons sur les Figures 3.1, 3.2 et 3.3 les résultats de trois séries d'essais réalisées sur des éprouvettes fabriquées selon les trois modes de reconstitution différents : Damage humide, pluviation à sec, et pluviation sous eau. Chaque série d'essais est constituée de deux essais réalisés avec les mêmes conditions initiales du matériau en termes d'indice de densité et de contrainte de consolidation.

Une bonne répétabilité a été observée entre les deux essais réalisés sur les éprouvettes reconstituées par la méthode du damage humide (Figure 3.1). En effet, la différence entre les déviateurs de contraintes mesurés au pic de résistance est légère et est de l'ordre de 5 kPa. L'écart est quasiment nul en grandes déformations.

Dans le cas des éprouvettes fabriquées par la pluviation à sec et la pluviation sous eau, la répétabilité entre les deux essais est assez bonne durant la première phase de cisaillement, et ce jusqu'au pic de résistance, pour devenir ensuite moyenne en grandes déformations. Une différence d'environ 20 kPa a été observée.

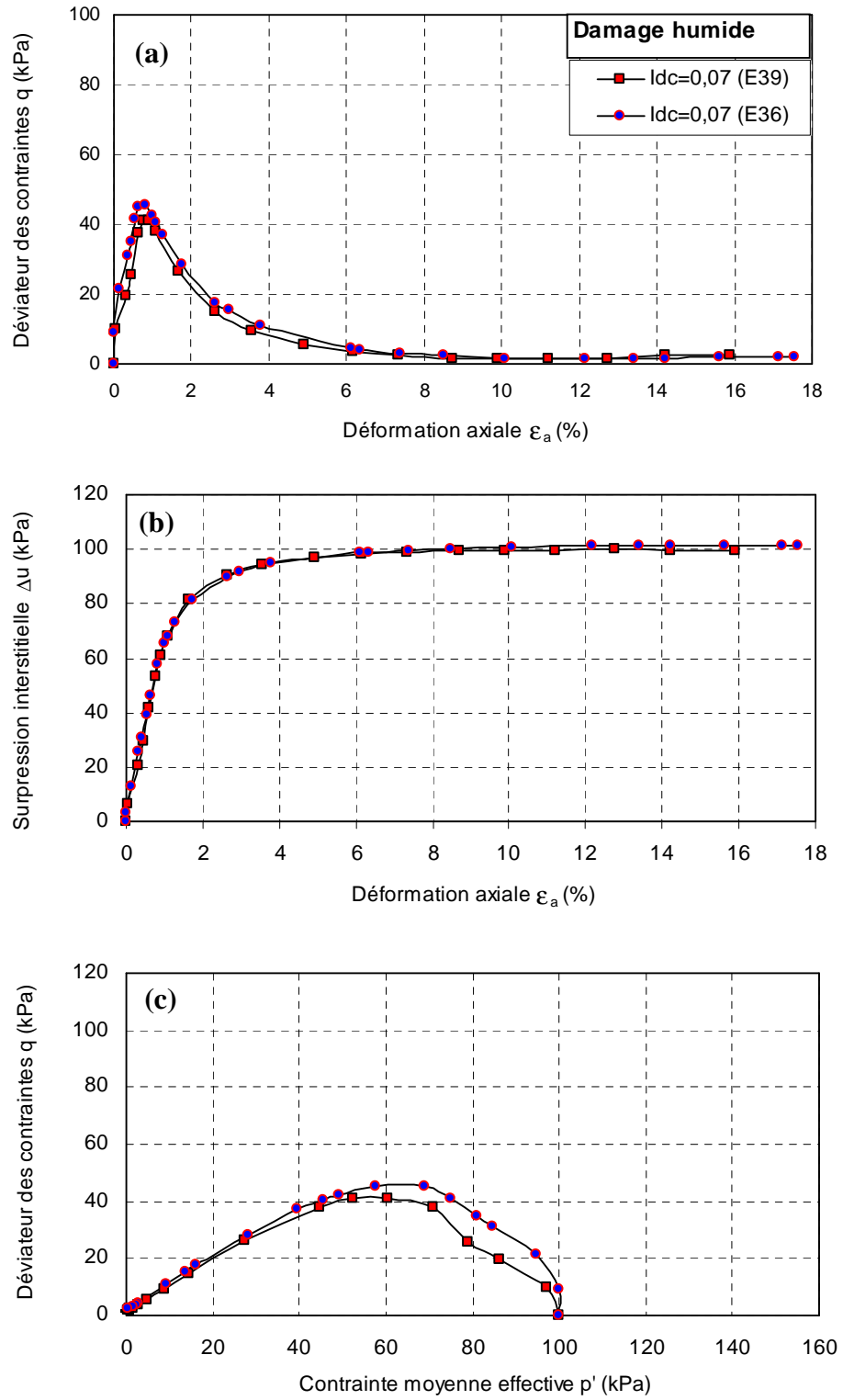


Figure 3.1. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31 reconstitué par damage humide, essais de répétabilité. (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

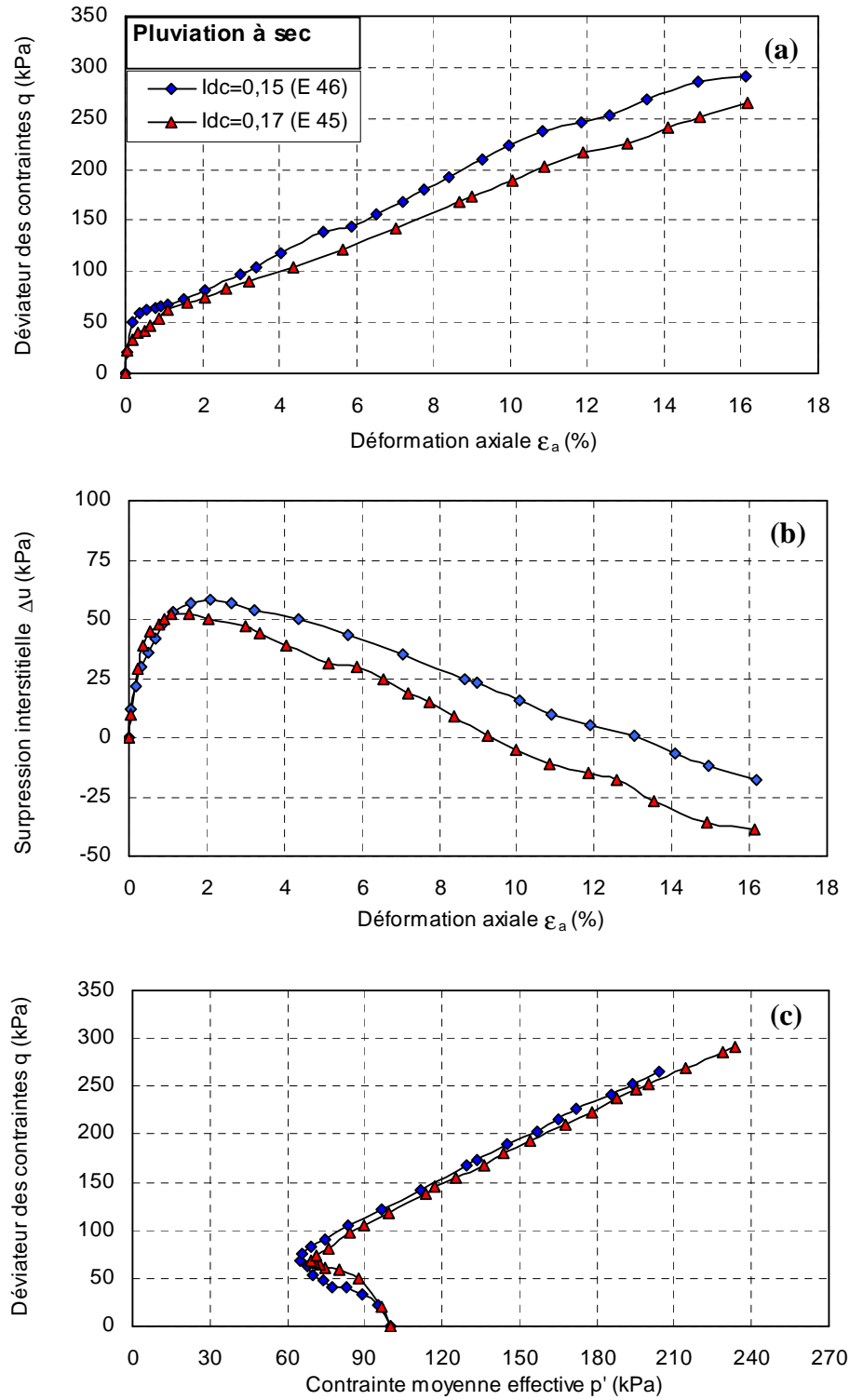


Figure 3.2. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31 reconstitué par la pluviation à sec, essais de répétabilité. (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$

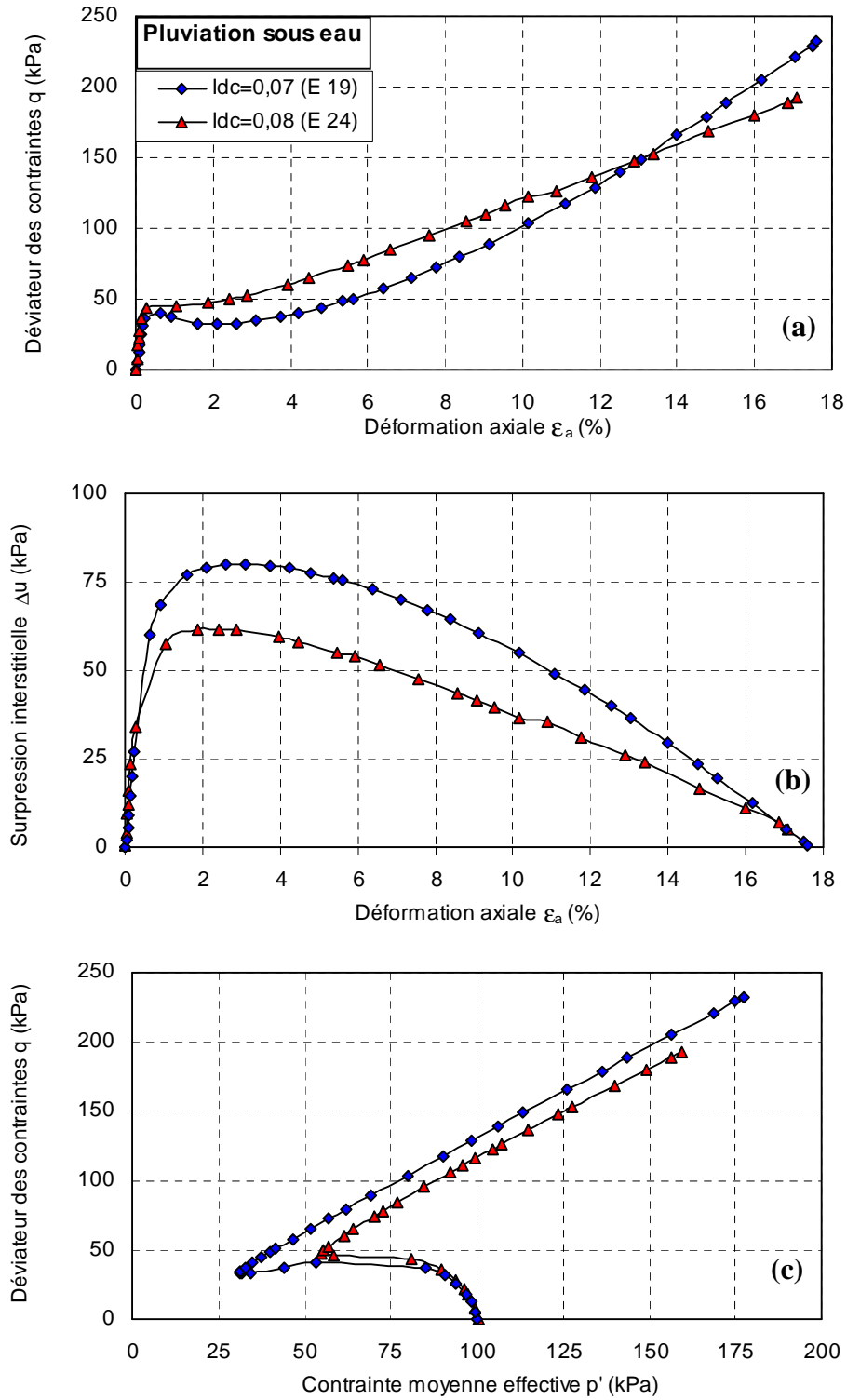


Figure 3.3. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31 reconstitué par la pluviation sous eau, essais de répétabilité. (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Etat initial et mode de dépôt

Sur la base des références bibliographiques présentées dans le chapitre 1, nous avons pu remarqué l'influence significative du mode de reconstitution des échantillons sur le comportement mécanique des matériaux granulaires vis-à-vis de leur instabilité (Zlatovic and Ishihara, 1997 ; Vaid et al., 1999 ; Høeg et al., 2000 ; Benahmed, 2001 ; Yamamuro et al., 2008 ; Cavarretta, 2009 ; Yimsiri, et Soga, 2010).

Dans cette partie, on vise à mettre en évidence cet effet, en l'occurrence la microstructure qui en résulte, sur le comportement mécanique non drainé du sable d'Hostun HN31. Pour ce faire, des séries d'essais triaxiaux non drainés ont été réalisés sur des éprouvettes reconstituées à partir de trois modes de préparation bien différenciés, à savoir le damage humide, la pluviation à sec et la pluviation sous eau. La comparaison des résultats a été faite sur des séries d'essais ayant le même indice de densité mais un mode de reconstitution différent. L'effet du mode de dépôt avec l'évolution de l'indice de densité a aussi été investigué.

Pour rappel, le travail réalisé ici fait référence aux instabilités granulaires et plus précisément au comportement de liquéfaction statique qui est un phénomène très dangereux pouvant provoquer des dégâts spectaculaires ayant parfois de conséquences désastreuses. Cette dernière se caractérise par une perte importante de la résistance au cisaillement et surtout par l'instantanéité du déclenchement de l'événement avec une vitesse élevée de propagation d'un volume important de sol à des distances significatives.

1.3. Comportement sous chargement non drainé du sable d'Hostun

1.3.1 Reconstitution par damage humide

La Figure 3.4 montre un résultat typique de liquéfaction sous cisaillement monotone obtenu lors d'un essai triaxial de compression non drainé réalisé à déformation contrôlée sur le sable d'Hostun très lâche ayant un indice de densité $I_{dc} = 0,16$, et consolidé isotropiquement sous une contrainte de 100 kPa.

Dans le plan (q, ϵ_a) , le déviateur des contraintes atteint rapidement un pic de résistance à un faible niveau de déformation axiale ($\epsilon_a=0,5\%$), suivi d'une baisse brutale et une chute très rapide avec une stabilisation progressive autour d'une valeur ultime stationnaire égale à 22kPa et correspondant à l'état de plasticité parfaite.

L'évolution de la pression interstitielle développée lors du cisaillement et présentée sur la Figure 3.4-b, rend compte d'un caractère très contractant du sable d'Hostun HN31 avec un taux de génération très important dès le début du cisaillement et une stabilisation progressive vers une valeur avoisinant la contrainte de consolidation de l'essai (100 kPa).

La Figure 3.4-c représente le chemin des contraintes effectives dans le plan (q, p') . On observe une décroissance continue de la contrainte effective moyenne et sa migration vers l'origine des axes, caractérisant un comportement de type contractant. Ses résultats sont en accord avec ceux présentés dans la littérature par Canou (1989), Canou et al. (1990), Verdugo and Ishihara (1996), Benahmed (2001), Canou (2002), Desrues and Georgopoulos (2006), Daouadji et al. (2007), Chakraborty et al. (2011).

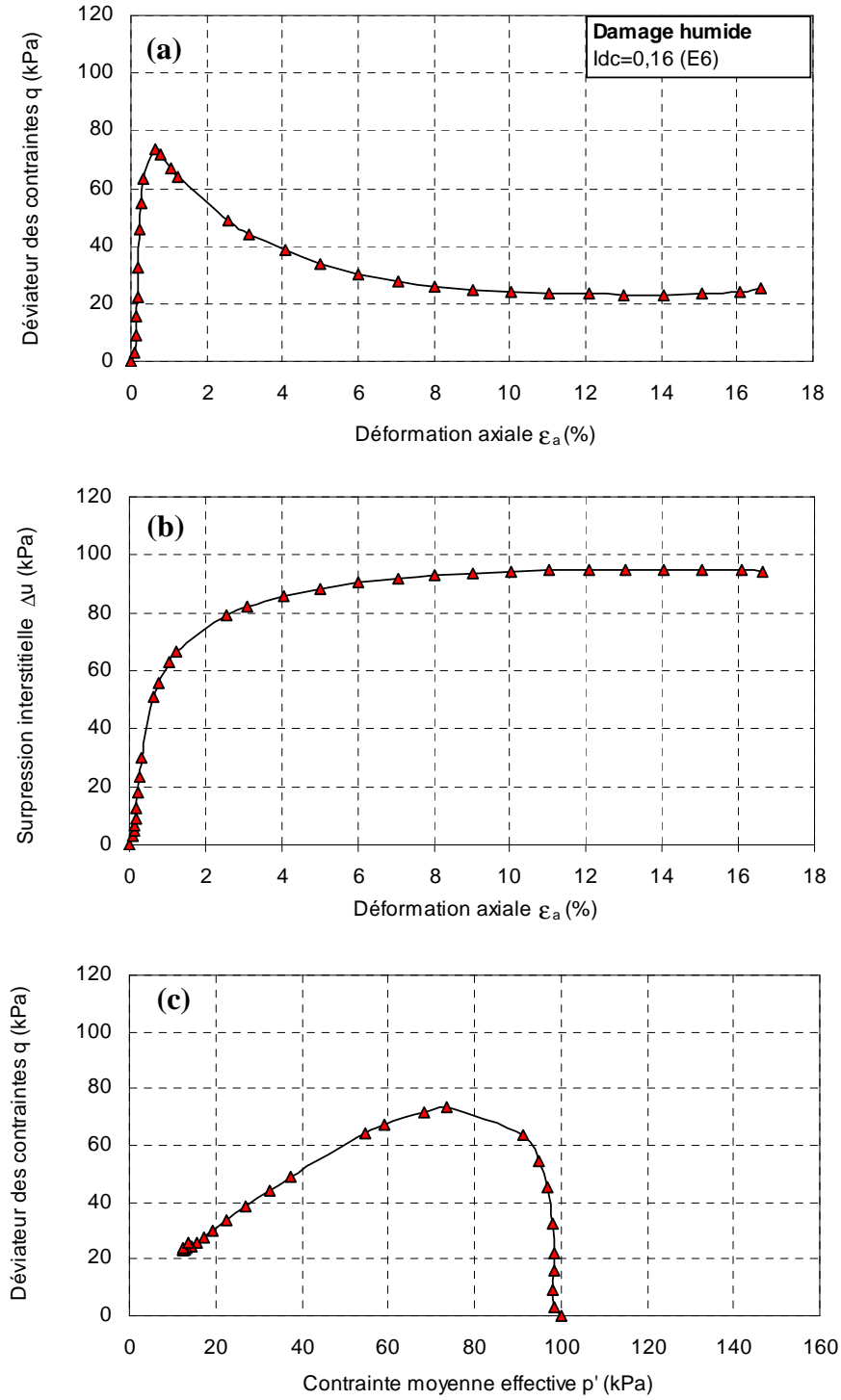


Figure 3.4. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31. (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

1.3.2 Reconstitution par pluviation sous air

Sur la figure 3.5, nous présentons le résultat de l'essai triaxial non drainé obtenu sur l'éprouvette préparée par la pluviation sous eau à l'indice de densité $I_{dc} = 0,08$.

Le comportement observé est différent de celui décrit précédemment. L'allure de la courbe du déviateur des contraintes se caractérise par un pic de résistance au cisaillement moins marqué, puis d'un radoucissement léger, suivi d'une phase de durcissement importante qui rend compte d'un caractère dilatant du matériau.

Après un taux de génération positif en début d'essai, la surpression interstitielle décroît progressivement, ce qui est cohérent avec le passage du matériau en dilatance.

Dans le plan (q, p') , et après une première phase de contractance où le chemin des contraintes se dirige vers l'origine des axes, celui-ci présente un point de rebroussement vers la droite correspondant à l'apparition du phénomène de dilatance. Ce point de rebroussement a été introduit comme étant l'état de transformation de phase (Ishihara et al., 1975) ou état caractéristique (Luong, 1980).

1.3.3 Reconstitution par pluviation sous eau

Le résultat de l'essai monotone non drainé réalisé sur l'éprouvette préparé par pluviation sous eau à un indice de densité $I_{dc} = 0,08$ est présenté sur la figure 3.6. La tendance des courbes (q, ϵ_a) , $(\Delta u, \epsilon_a)$ et (q, p') est quasiment similaire à celle obtenue pour l'éprouvette préparée par pluviation sous air. Elle témoigne dans les deux cas d'un comportement dilatant avec une première phase de contractance. Toutefois, nous constatons que dans le cas de l'échantillon préparé par pluviation sous eau, la résistance au cisaillement est légèrement inférieure à celle de l'échantillon obtenu par pluviation à sec.

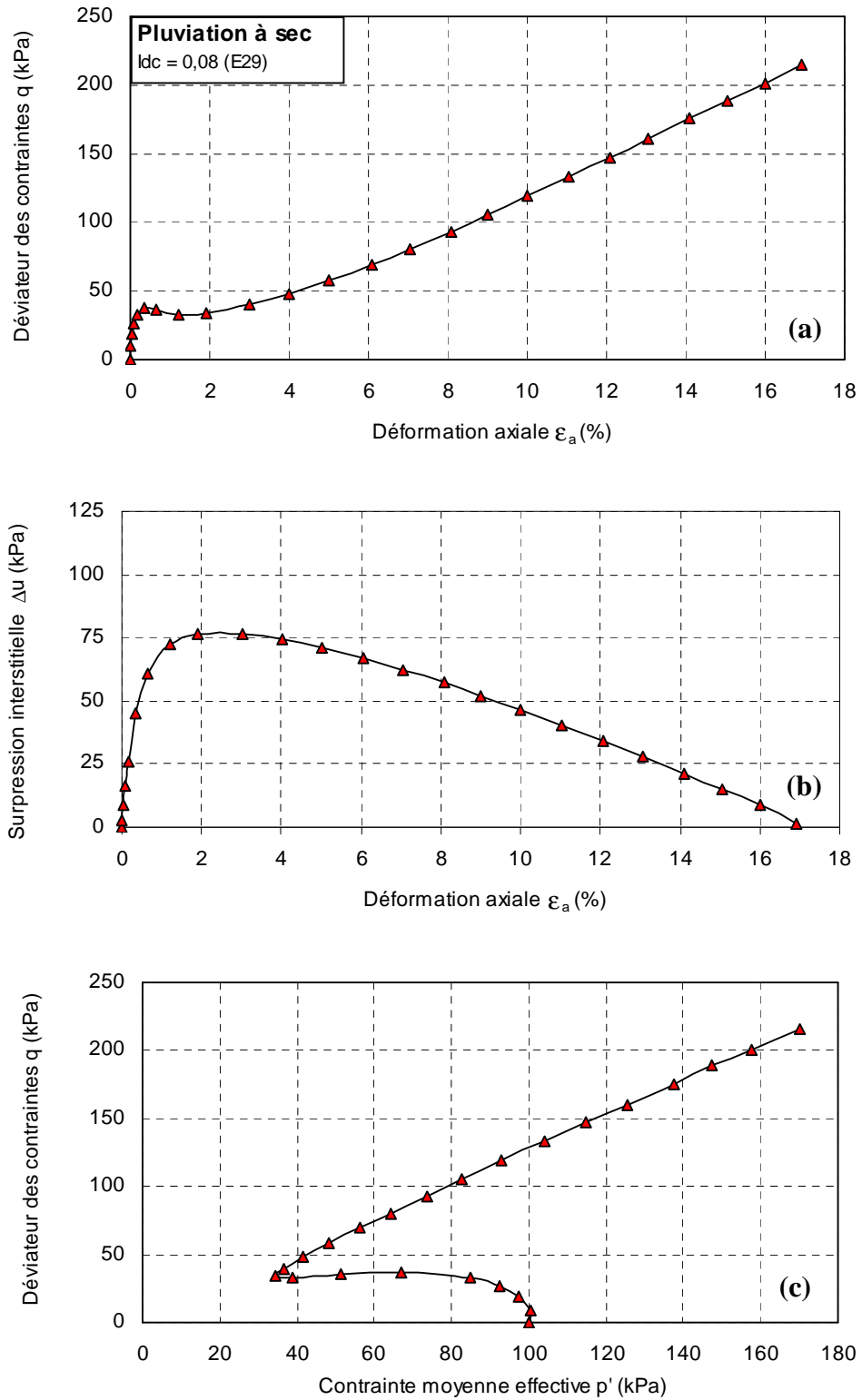


Figure 3.5. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$

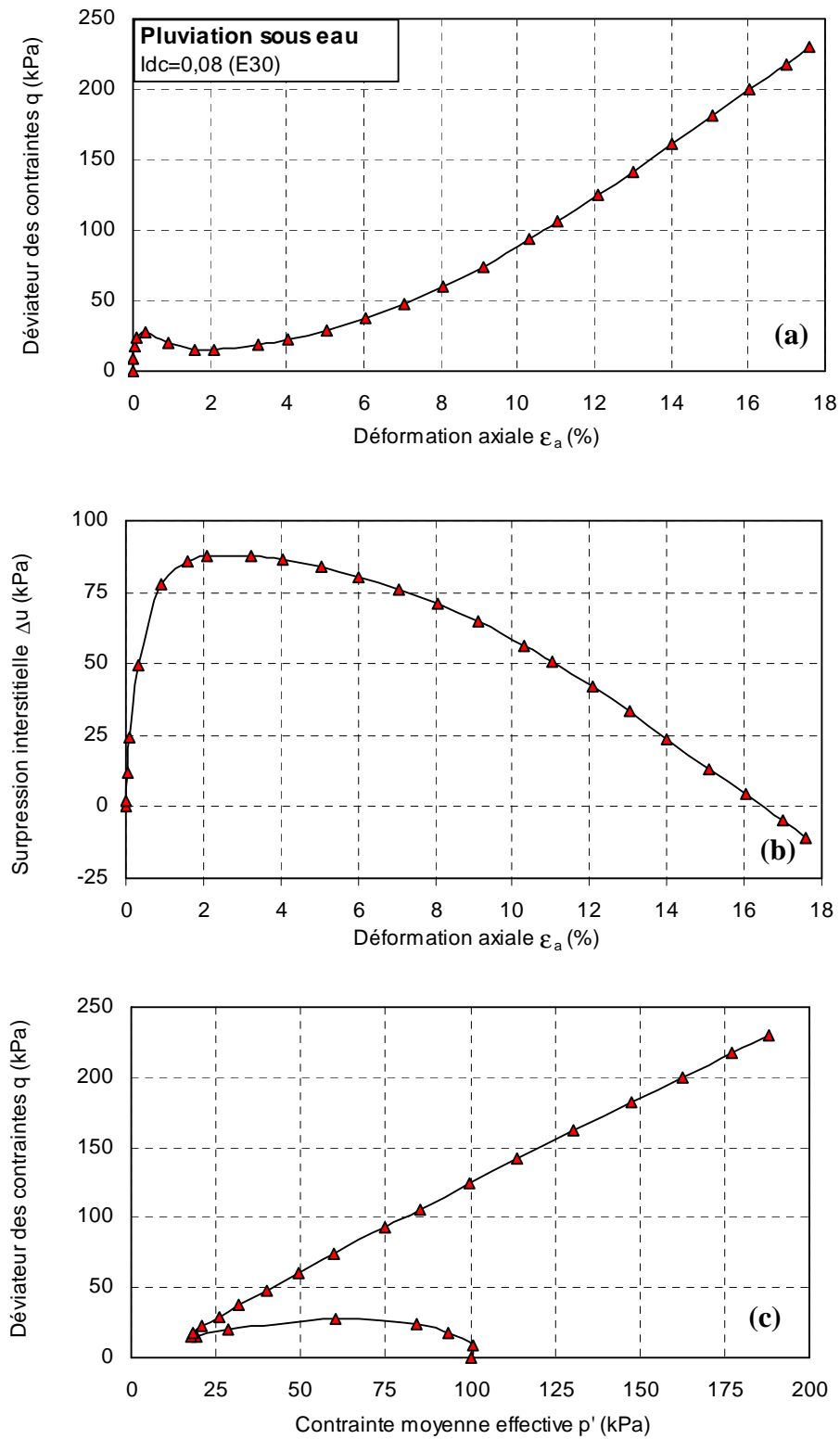


Figure 3.6. Comportement non drainé du sable d'Hostun HN31. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

1. 4. Comparaison des différents comportements observés en fonction du mode de dépôt

Nous regroupons sur les figures 3.7 à 3.10 les résultats des différentes séries d'essais triaxiaux monotones non drainés réalisées sur le sable d'Hostun HN31 dans les plans (q, ϵ_a) , $(\Delta u, \epsilon_a)$, (q, p') pour une inter-comparaison. Chaque série d'essais est caractérisée par un indice de densité de consolidation globalement identique pour les trois essais et variant de $I_{dc} = 0,08$ à $I_{dc} = 0,35$ d'une série à une autre, une même contrainte de consolidation de 100 kPa et trois modes de préparation différents des éprouvettes.

Malgré que les conditions initiales pour chaque série d'essais soient les mêmes, nous observons une réponse mécanique très différenciée entre les trois modes de préparation. On distingue deux types de comportement : un comportement contractant et un comportement dilatant.

L'examen des courbes de cisaillement des figures 3.7 et 3.8 montre que les éprouvettes fabriquées par la méthode de damage humide manifestent un comportement typique de liquéfaction avec une phase de radoucissement très importante et une valeur de résistance résiduelle faible, caractéristique d'un comportement de type uniquement contractant. Tandis que pour les éprouvettes fabriquées par pluviation à sec et pluviation sous eau, le comportement observé est de type stable, caractérisé par une légère phase de radoucissement non significative suivie d'une phase de durcissement importante témoignant clairement d'un comportement dilatant

Pour les éprouvettes reconstituées par damage humide, le taux de génération de la surpression interstitielle est positif et très important dès le début de cisaillement, puis diminue et se stabilise progressivement. Les valeurs des surpressions interstitielles avoisinent celle de la contrainte de consolidation aux alentours d'une déformation axiale d'environ 8% et se stabilisent au-delà, et cela en relation avec la stabilisation du déviateur des contraintes. En revanche, concernant les éprouvettes fabriquées par la pluviation à sec ou la pluviation sous eau, le taux de génération de la surpression interstitielle est également positif dans un premier temps mais uniquement jusqu'à environ 2% de déformation axiale, pour ensuite devenir négatif avec diminution de la surpression interstitielle. Ce changement du taux de génération de la surpression interstitielle du positif au négatif coïncide avec le passage du comportement contractant au comportement dilatant du matériau fabriqué avec ces deux dernières méthodes.

Sur le plan (q, p') , les chemins de contraintes effectives présentent la forme typique d'un comportement uniquement contractant avec apparition de la liquéfaction pour les éprouvettes fabriquées par damage humide. A l'inverse, on constate que cette phase de contractance est moins importante dans le cas des éprouvettes préparées par la pluviation à sec et la pluviation sous eau, pour lesquelles le comportement dilatant devient le plus dominant. Le chemin des contraintes effectives présente une forme typique d'un matériau d'abord contractant puis dilatant avec apparition d'un état caractéristique.

La différence de comportement entre les éprouvettes préparées par damage humide et celles préparées par pluviation à sec et pluviation sous eau s'atténue progressivement avec l'augmentation de l'indice de densité (Figures 3.9 et 3.10). Si on prend l'exemple des deux séries d'essais réalisées à un indice de densité $I_{dc} \cong 0,25$ et $I_{dc} \cong 0,35$, on constate que le caractère contractant des éprouvettes reconstituées par damage humide tend à diminuer

considérablement, pour ainsi se transformer en un comportement de type dilatant stable, similaire à celui observé sur les éprouvettes reconstituées par pluviation à sec et sous eau. La même tendance de l'influence de la densité sur la contractance des échantillons de sable préparés par damage humide a été rapportée par Benahmed (2001).

Globalement, nous constatons que la méthode de préparation par damage humide est celle qui induit des comportements mécaniques très instables vis-à-vis de la liquéfaction. Ces résultats viendraient confirmer ceux présentés auparavant par Benahmed (2001) sur le sable d'Hostun RF, ainsi que ceux obtenus par Zlatovic et Ishihara, (1997) sur des échantillons de sable de Navada. Toutefois, ils vont à l'encontre de ceux présentés par Achilias et al., 2005 sur le sable de Toyoura. Concernant la pluviation sous eau et la pluviation à sec, Vaid et al., 1999 présentent des résultats d'essais triaxiaux non drainés sur les sables de Syncrude et de Fraser River contradictoires aux nôtres dans le sens où la pluviation sous eau produit des échantillons plus résistants.

Etant donné que les conditions initiales des éprouvettes étant les mêmes en termes d'indice des vides et d'état des contraintes appliqué, les différences de comportements observés pour l'ensemble des résultats de cette partie ne peuvent être attribuées qu'à l'existence de structures sableuses différentes au sens de l'arrangement géométrique des grains résultant des différents modes de préparation. En effet, des observations au microscope électronique à balayage réalisées par Benahmed (2001) et Benahmed et al. (2004) sur des échantillons de sable préparés par damage humide et par pluviation à sec ont mis en évidence l'existence de structures différentes résultant du mode de préparation : une structure irrégulière organisée en agrégats et macropores de taille équivalente aux agrégats pour le damage humide, ce qui lui confère un caractère métastable, et une structure beaucoup plus régulière formée d'un empilement et enchevêtrement régulier des grains, sans macroporosité, et beaucoup plus stable.

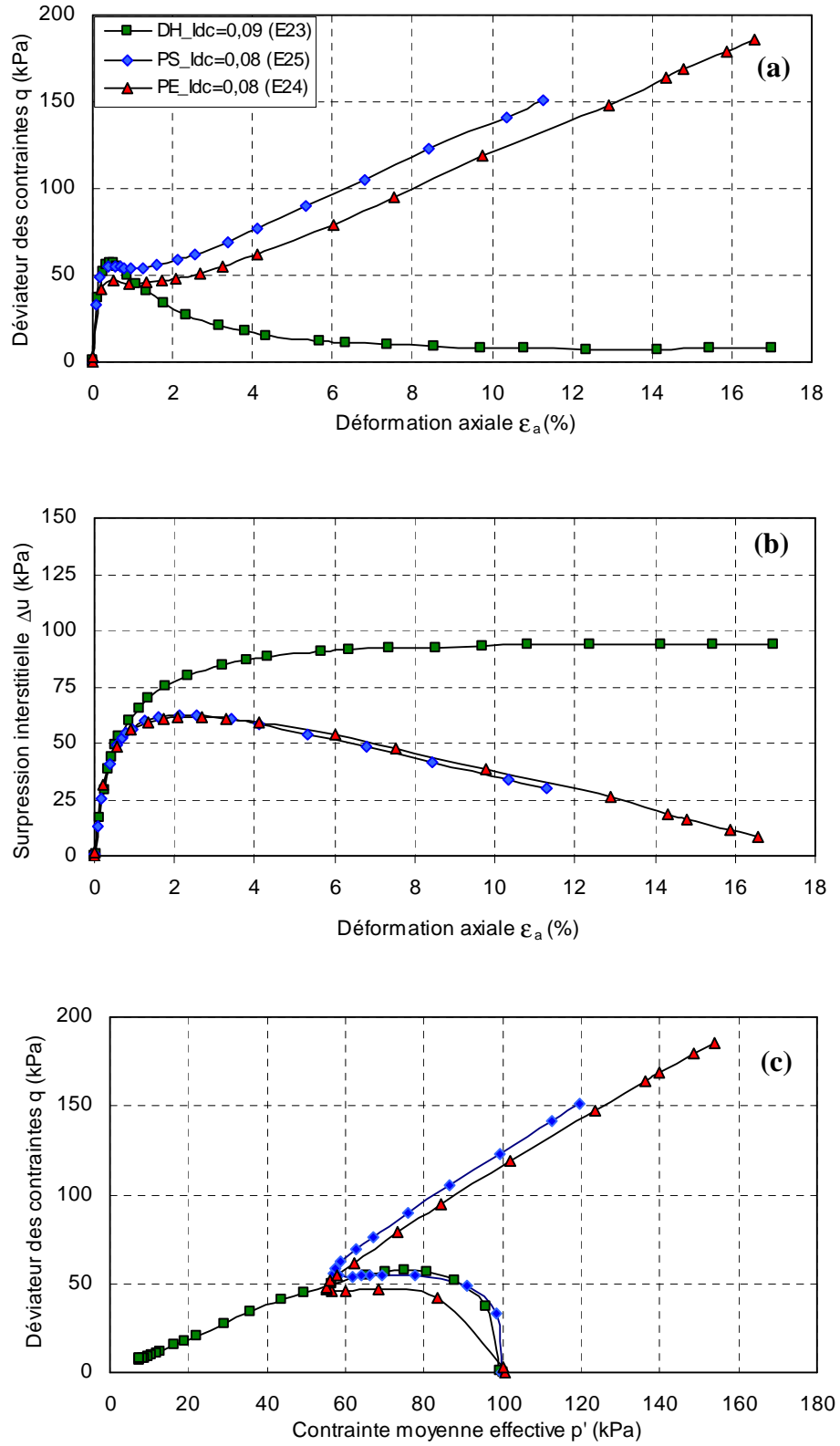


Figure 3.7. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés. (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

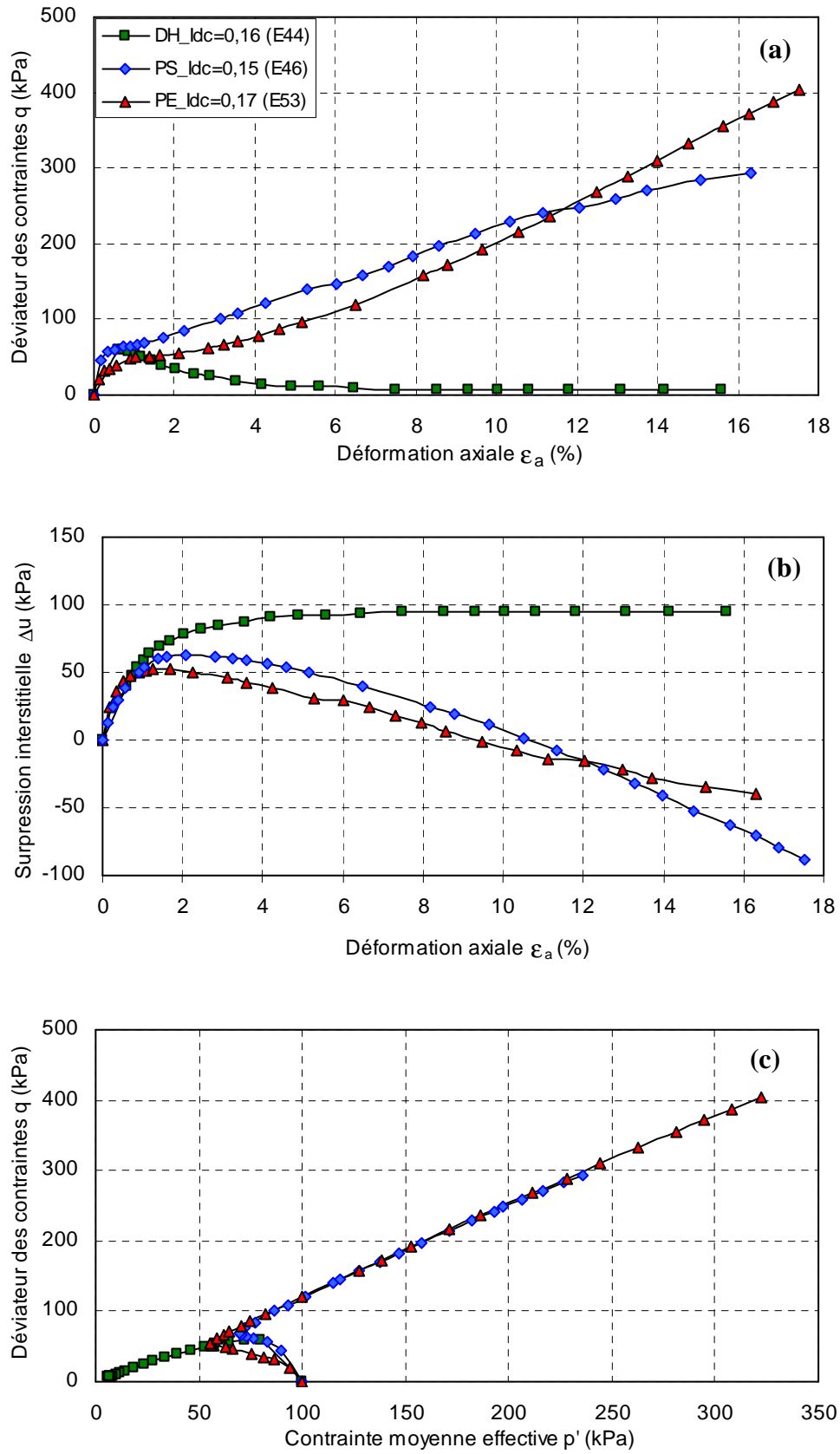


Figure 3.8. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés .
(a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

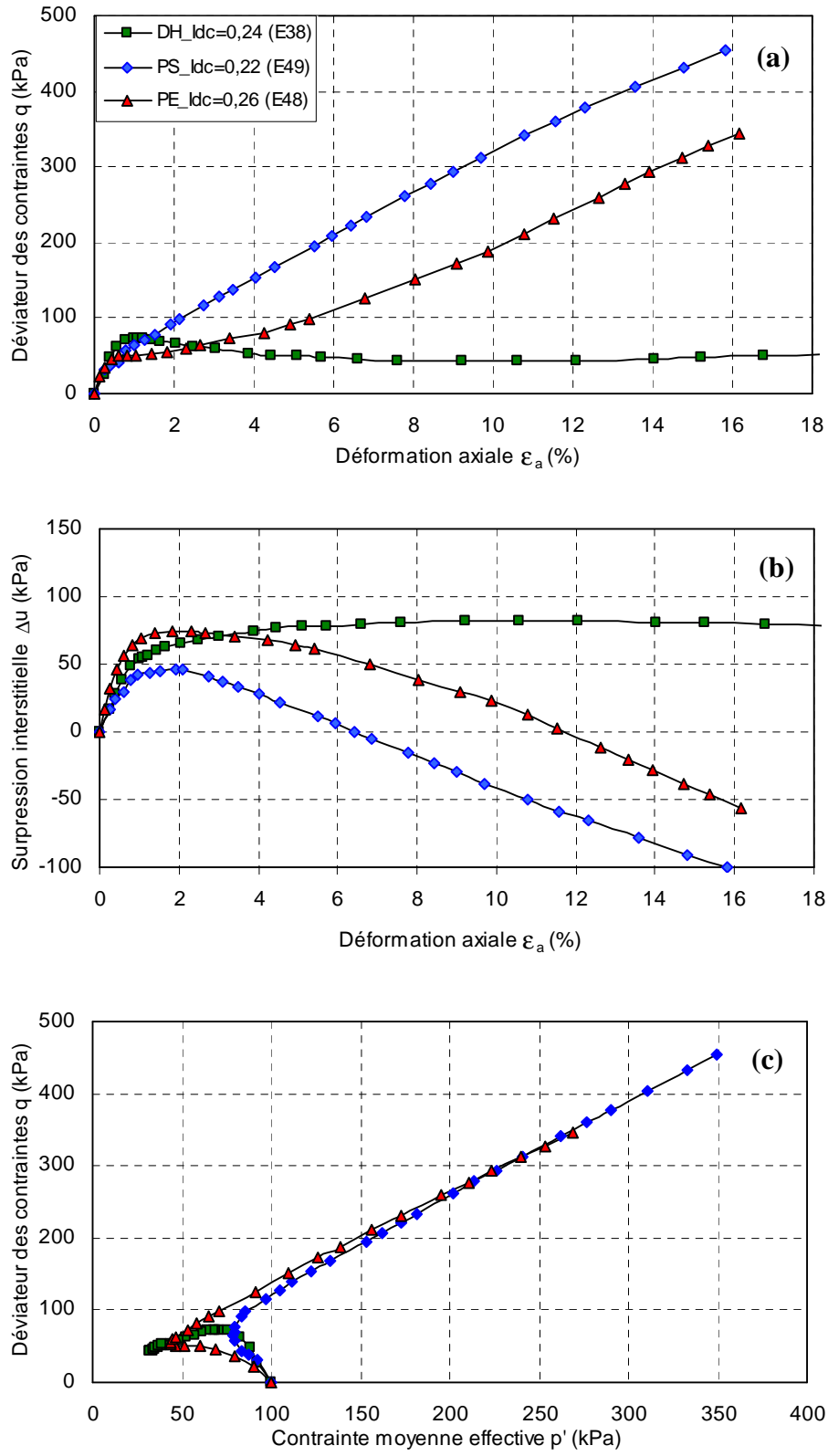


Figure 3.9. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

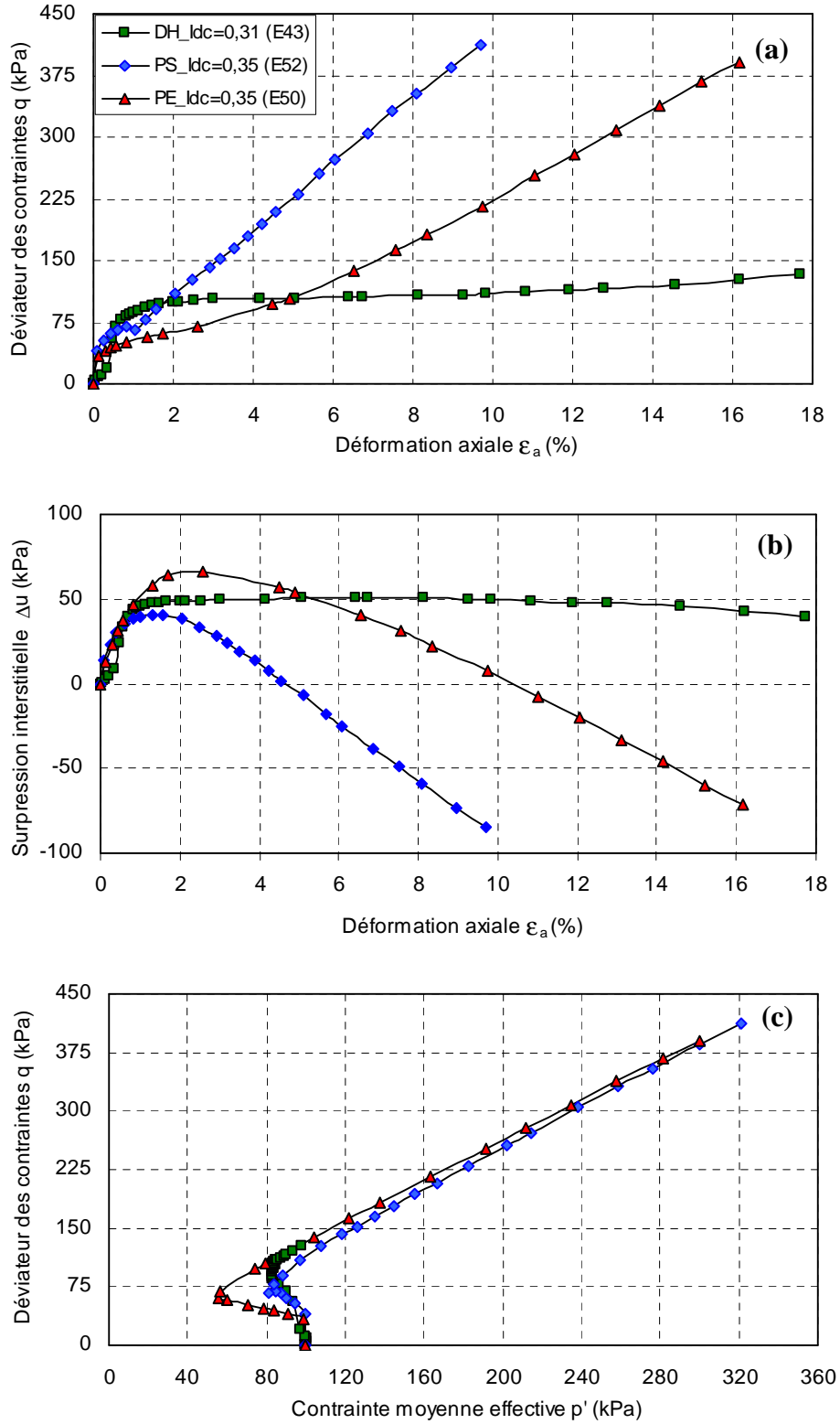


Figure 3.10. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés.
(a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

1. 5. Influence de l'indice de densité

L'indice des vides ou indice de densité à un rôle primordial dans le comportement des sols et à un effet important sur l'initiation de l'instabilité (Sladen et al., 1985 ; Kramer and Seed, 1988 ; Alarcon-Guzman et al., 1988 ; Canou, 1989 ; Canou et al., 1991 ; Konrad et al., 1991 ; Been et al., 1991 ; Yoshimine et Ishihara, 1998 ; Benahmed 2001).

Dans le but d'étudier l'influence de l'indice de densité sur la réponse mécanique du matériau granulaire pour chaque mode de déposition (damage humide, pluviation à sec et pluviation sous eau) douze essais triaxiaux de compression non drainés ont été réalisés dans le cadre de cette étude sur le sable d'Hostun en utilisant les trois mode de préparation et quatre indices de densité initiale ont été considérés : 0, 0.10, 0.20 et 0.30. Toutes les éprouvettes ont été consolidées sous une contrainte de confinement de 100 kPa.

Les figures 3.11, 3.12 et 3.13 illustrent, pour les quatre indice de densité considérés et les trois modes de dépôt, l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale (q , ϵ_a), l'évolution de la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale (Δu , ϵ_a) et l'évolution des chemins de contraintes effectives (q , p').

Concernant la série d'essais réalisée sur les éprouvettes reconstituées par damage humide (Figure 3.11), on constate que le comportement de l'échantillon varie en fonction de la variation de l'indice de densité. En effet, les courbes du déviateur des contraintes montrent qu'on passe d'un comportement très contractant et liquéfiant avec une résistance résiduelle au cisaillement faible et constante à l'état de plasticité ultime pour les indices de densité $Idc = 0,07$ et $0,16$, à un comportement de type liquéfaction limitée tel qu'il a été défini par Castro (1969) pour l'indice de densité de $0,24$ et qui est caractérisé par une réponse contractante non négligeable avec baisse de la résistance au cisaillement, suivie d'une petite phase de dilatance. Au-delà de cette densité, et malgré une première phase de contractance, le comportement dilatant devient dominant ($Idc = 0,31$).

Si on examine le pic du déviateur des contraintes pour chaque densité testée, celui-ci est faible et très marqué pour les densités les plus lâches, et augmente au fur et à mesure que l'indice de densité augmente.

Quant à l'évolution des surpressions interstitielles, celles-ci diminuent avec l'augmentation de l'indice de densité. Pour l'essai le plus lâche avec un indice de densité de $0,07$, le niveau de surpression interstitielle atteint est presque égal à celui de la valeur de la contrainte de consolidation initiale. Il diminue par la suite avec l'augmentation de la densité, pour avoisiner un taux de 50 % de la valeur de la contrainte de consolidation pour un indice de densité de $0,31$.

Nous pouvons ainsi dire que l'augmentation de la densité d'un sol a pour effet d'augmenter sa résistance au cisaillement non drainé. Ces résultats confirment ceux présentés précédemment par Sladen et al., (1985) ; Kramer and Seed, (1988) ; Alarcon-Guzman et al., (1988) ; Canou, (1989) ; Canou et al., (1991) ; Konrad et al., (1991) ; Yoshimine et Ishihara (1998) ; Been et al., (1991) ; Benahmed (2001).

L'examen des résultats obtenus sur la série d'essais réalisés sur les éprouvettes préparées par pluviation à sec (Figure 3.12) montrent que l'influence de la variation de l'indice de densité n'est pas aussi marquée que dans le cas du damage humide, notamment durant la première phase de cisaillement. En effet, la variation de la valeur du pic de déviateur des contraintes d'un essai à un autre est de l'ordre de 5 kPa, (excepté pour l'essai à indice de densité $I_{dc} = 0,22$ pour lequel il y'a eu un problème de contact du capteur de force) alors qu'elle est de l'ordre de 20 kPa entre les éprouvettes fabriquées par damage humide. Toutefois, on peut souligner que la phase de contractance diminue avec l'augmentation de l'indice de densité. Plus ce dernier croît, plus l'apparition de l'état caractéristique, c'est-à-dire de la dilatance, se fait plus tôt.

Si on examine le comportement en grandes déformations des quatre essais, on note que la différence de la résistance au cisaillement entre chaque essai est nettement plus importante. Celle-ci augmente avec l'augmentation de l'indice de densité.

La figure 3.13 montre les résultats de la série d'essais réalisés sur les éprouvettes préparées par pluviation sous eau. Là encore, nous pouvons faire les mêmes observations que ci-dessus, mais cette fois-ci de manière encore plus accentuée. Les pics de la résistance au cisaillement des quatre essais sont presque confondus et le rebroussement des chemins de contraintes effectives vers la gauche avec changement de phase et apparition de la dilatance se fait relativement au même point d'état de contrainte.

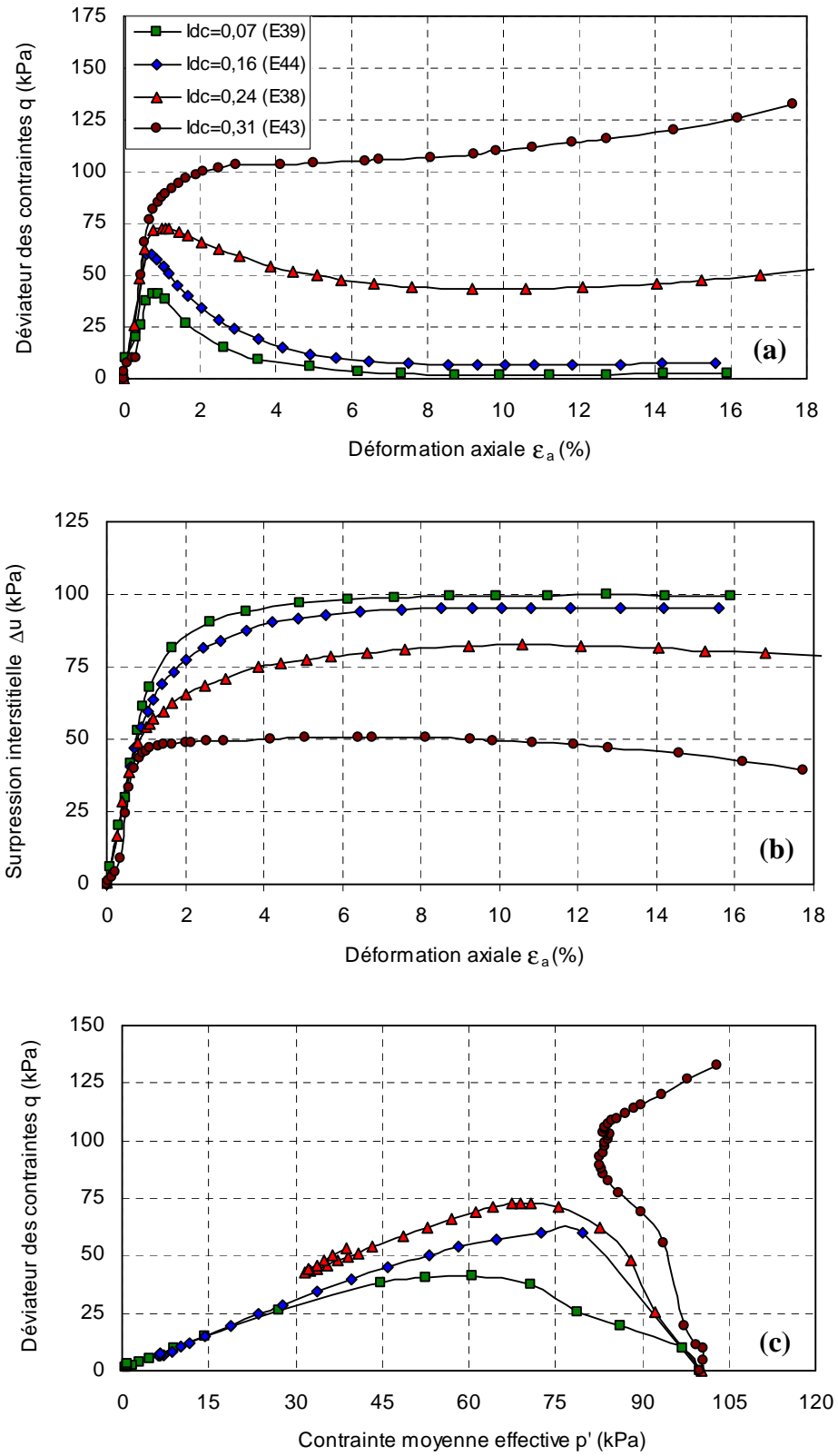


Figure 3.11. Influence de l'indice de densité sur le comportement global des échantillons préparés par le damage humide. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

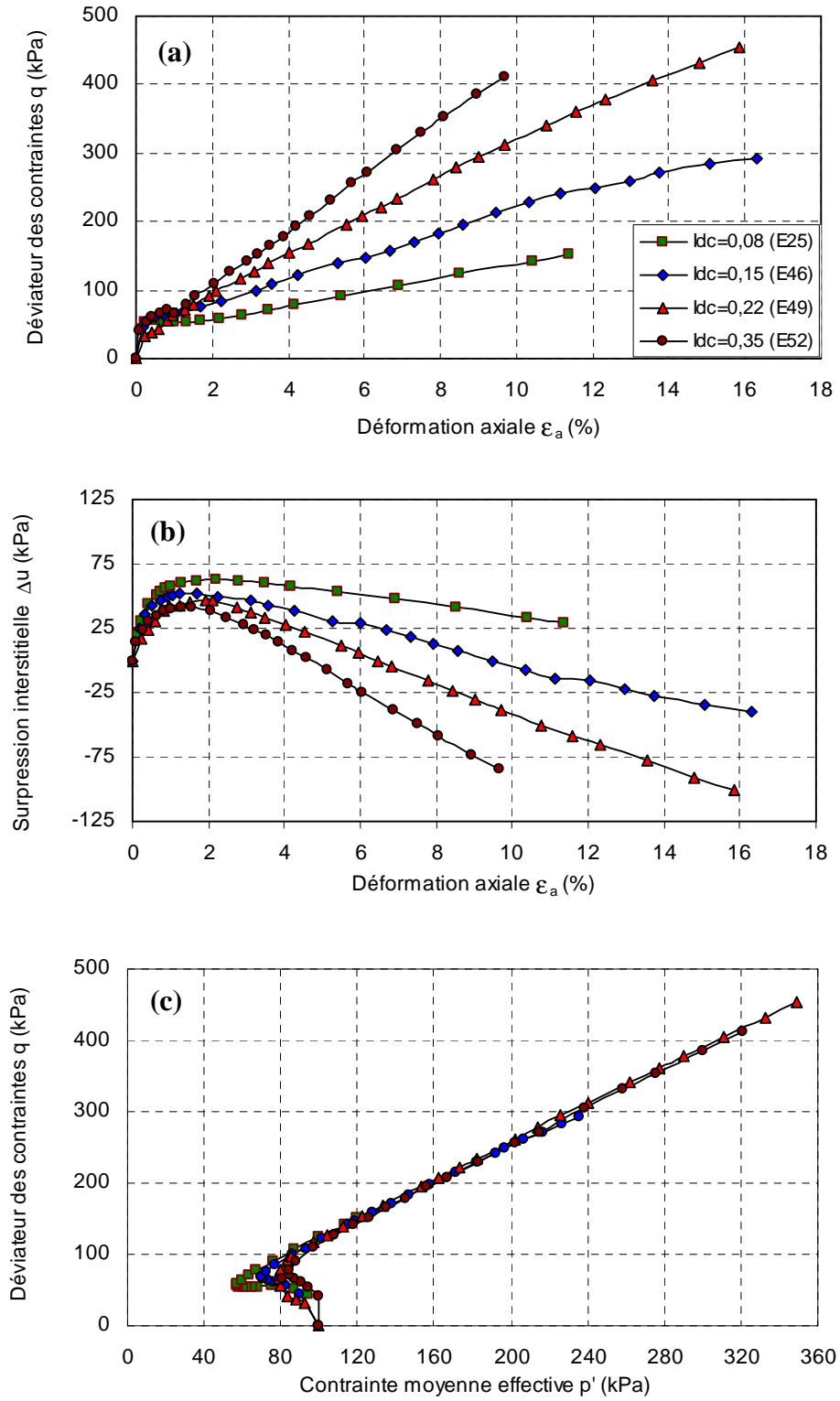


Figure 3.12. Influence de l'indice de densité sur le comportement global des échantillons reconstitués par la pluviation à sec. (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

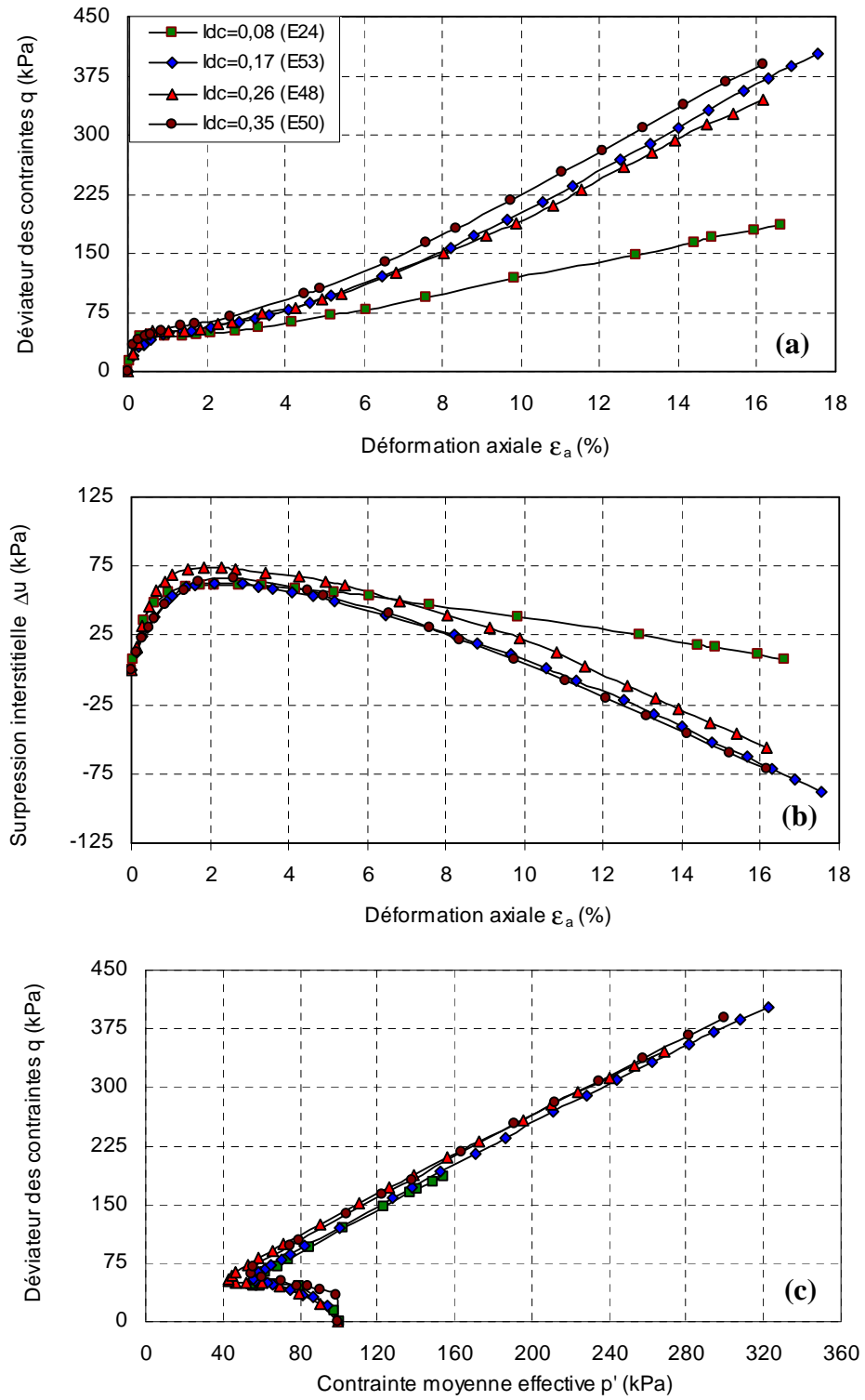


Figure 3.13. Influence de l'indice de densité sur le comportement global des échantillons préparés par la pluviation sous eau. (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

1.6. Détermination des caractéristiques mécaniques du sable d'Hostun

Nous avons vu dans la partie 1.3 du premier chapitre « étude bibliographique » les différentes définitions des notions utilisées pour bien expliquer le comportement mécanique des sols tels que la ligne d'instabilité, l'état caractéristique et l'état critique.

Nous évaluons dans cette section les caractéristiques mécaniques du sable d'Hostun HN31 à l'initiation de l'instabilité et en grandes déformations.

1.6.1 Initiation de l'instabilité :

On s'intéresse dans cette partie plus particulièrement à l'angle de frottement mobilisé à l'initiation d'instabilité de liquéfaction statique en présentant une synthèse des résultats expérimentaux obtenus durant cette étude. Il est bien connu que l'angle de frottement mobilisé φ_{mob} durant un essai triaxial est donné par la relation suivante :

$$\varphi_{mob} = \arcsin \frac{3\eta}{6 + \eta}$$

η : Représente le rapport des contraintes q/p' .

Nous rappelons selon Lade (1992) que la ligne d'instabilité est formée par la droite joignant l'origine du repère « $q-p'$ » aux pics de la contrainte déviatorique « q » qui correspond au sommet des surfaces de charge. Dans la région au-dessus de cette ligne le sol se déforme plastiquement.

La figure 1.14 montre les résultats des trois essais triaxiaux non drainés réalisés sur le sable d'Hostun HN31 d'indice de densité de consolidation presque identique pour les trois éprouvettes et qui est d'environ 0,08. Celles-ci ont été préparées par le damage humide, la pluviométrie à sec et la pluviométrie sous eau. Les réponses en termes de contraintes effectives sont tracées dans le plan (q, p').

Nous focalisant notre attention sur la ligne d'instabilité. D'après cette figure, deux conclusions intéressantes peuvent être déduites. D'une part, nos résultats confirment l'existence de la ligne d'instabilité telle qu'elle a été décrite par Lade (1987, 1988). Et d'autre part, nous remarquons que la pente de la ligne d'instabilité ne semble pas être affectée par le mode de reconstitution des éprouvettes. Nous notons que les rapports des contraintes à l'initiation de l'instabilité ($\eta=q/p'$) varient de 0.68 à 0.78 ce qui correspond à des angles de frottements mobilisés au pic entre 18° à 20°. Des observations similaires ont été trouvées par Been et Jefferies (2004).

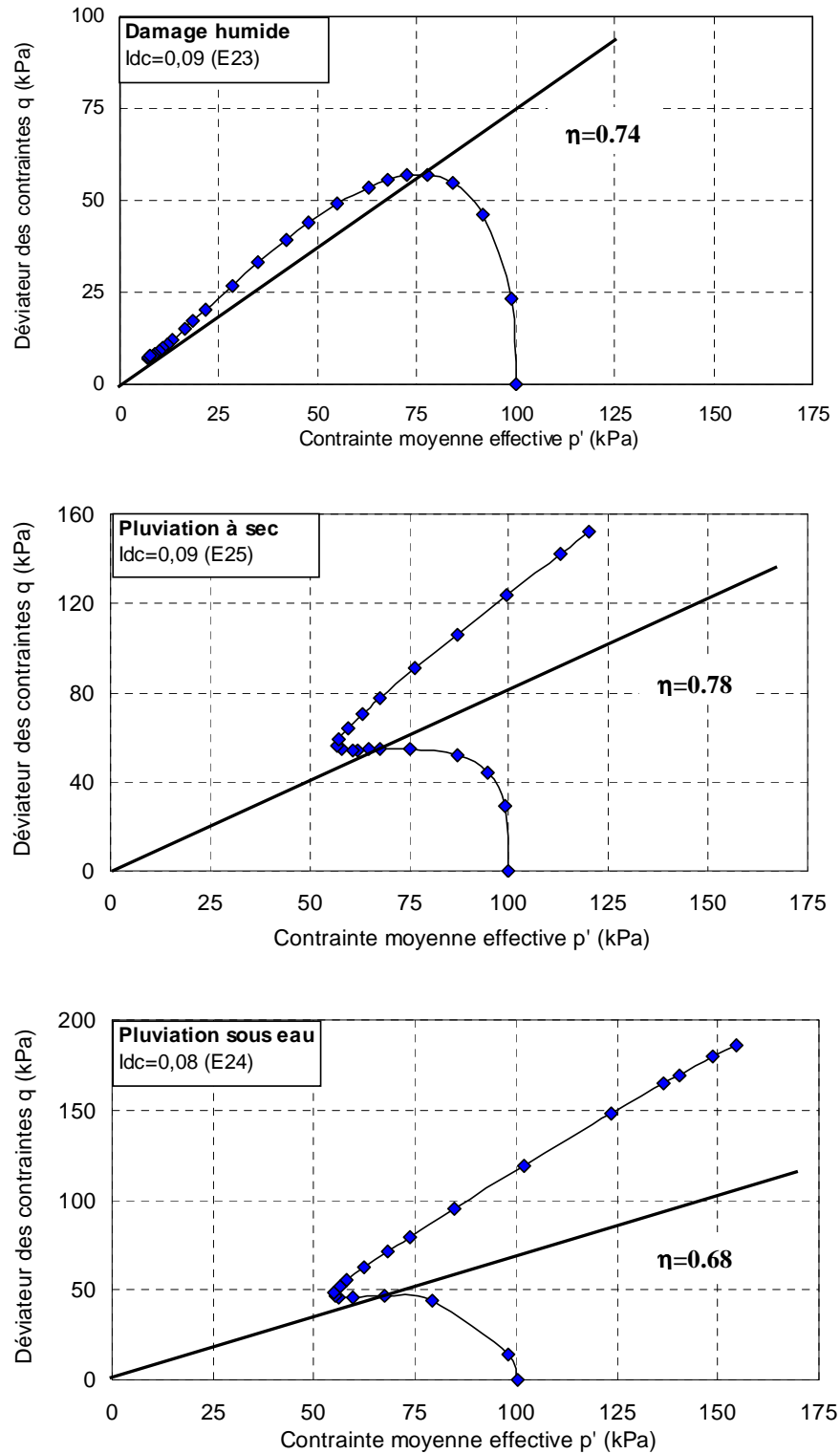


Figure 1. 14. Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan q - p' , pour les différents mode de dépôt.

Dans le tableau 2, nous regroupons les valeurs des rapports des contraintes ($\eta=q/p'$), de la déformation axiale et des angles de frottement à l'initiation de l'instabilité, pour les différents essais réalisés :

N° Essai	Mode de dépôt	Idi	e _i	Idc	e _c	q _{ins} (kPa)	p' _{ins} (kPa)	η _{ins}	φ _{ins} (°)	ε _{a ins} (%)
E 23	DH	0.03	0.990	0.09	0.968	57,14	76,85	0,74	19,32	0,40
E 34	DH	0	1	0.07	0,977	38.49	67.03	0.57	15.19	0.55
E 36	DH	0	1	0.07	0,977	46.26	64.02	0.72	18.81	0.71
E 37	DH	0.10	0.965	0.16	0,946	70,11	74,07	0,95	24,13	0,87
E 38	DH	0.20	0.930	0.24	0.919	72,87	70,98	1,03	26.00	0,99
E 39	DH	0	1	0.07	0,977	41.65	58.08	0.72	18.68	0.81
E 42	DH	0.20	0.930	0.24	0.919	72.44	73.95	0.98	24.90	0.81
E 44	DH	0.10	0.965	0.16	0,946	60.74	77.65	0.78	20.24	0.63
E 25	PS	0.03	0.990	0.09	0.968	54,90	70,40	0,78	20,19	0,54
E 29	PS	0.03	0.990	0.09	0.968	37,33	65,44	0,57	15,10	0,38
E 19	PE	0.02	0.993	0.08	0.971	42,05	66,92	0,63	16,53	0,40
E 24	PE	0.03	0.990	0.09	0.968	46,78	69,29	0,68	17,66	0,52
E 26	PE	0.03	0.990	0.09	0.968	39,42	69,44	0,57	15,03	0,40

Tableau 2. Caractéristiques à l'initiation de l'instabilité des essais non drainés pour le sable pour le sable d'Hostun HN31.

DH = Damage humide ; PS = pluviation à sec ; PE = pluviation sous eau ; e_i = indice des vides initial avant consolidation ; e_c = indice des vides après consolidation ; Id_i = indice de densité initial avant consolidation ; Id_c = indice de densité de consolidation. q_{inst} = valeur du déviateur des contraintes à l'initiation de l'instabilité ; p'_{inst} = valeur de la pression effective moyenne à l'initiation de l'instabilité ; η_{inst} = rapport des contraintes à l'initiation de l'instabilité ; φ_{inst} = angle de frottement interne à l'initiation de l'instabilité ; ε_{a,ins} = déformation axiale à l'initiation de l'instabilité.

1.6.2 Comportement en grandes déformations

Afin d'étudier l'évaluation des caractéristiques mécaniques du sable d'Hostun HN31 en grandes déformations, nous avons représenté sur la figure 1.15 les points d'état stable et quasi stable des essais ayant manifesté un comportement contractant durant le cisaillement dans le plan « q-p' ». Nous rappelons que l'état quasi stable rencontré dans le cas de liquéfaction limité représente la valeur la plus basse du déviateur des contraintes avant sa remontée. On remarque que les points sont bien alignés sur la droite qui passe par l'origine des axes avec une pente d'une valeur moyenne égale à 1,16 correspond à un angle de frottement moyen ϕ autour de 29° .

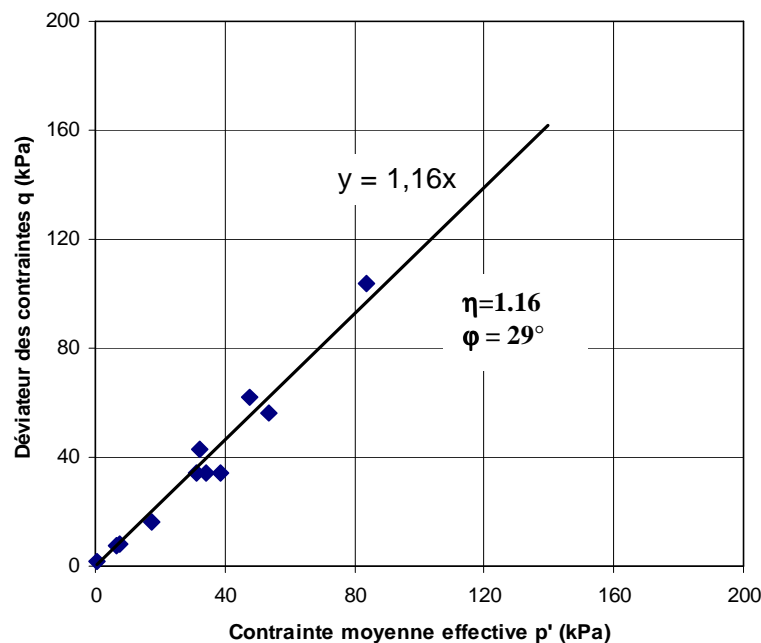


Figure 1. 15. Droite d'état stable dans le plan q-p' pour le sable d'Hostun HN31.

Caractérisation de l'influence du mode de dépôt sur la microstructure à travers les mesures des vitesses d'onde de cisaillement.

Plusieurs techniques non-destructives sont utilisées dans différents laboratoires de recherches permettant de caractériser la topologie microstructurale des sols en analysant des images telles que la tomographie X (la diffraction de rayons X) et la microscopie électronique par transmission (MET), notamment le microscope électronique à balayage (MEB).

Dans notre travail, nous avons utilisé une nouvelle technique basée sur la propagation d'onde acoustique en utilisant des capteurs piézoélectriques, appelés plus généralement Bender éléments.

La connaissance fine de la propagation des ondes dans les matériaux granulaires et les avantages qu'elle pourra apporter aux différentes problématiques est au centre de nombreuses activités de recherche variées. La mesure des vitesses d'ondes ultrasonores fournit une méthode d'investigation originale et non destructive de ces matériaux granulaires, le passage de ces ondes ne provoquant aucune modification des contacts entre les grains. Nous pouvons ainsi caractériser au travers de ses ondes l'existence ou non d'arrangements microstructuraux différents des grains, et donc d'aboutir à une meilleure compréhension du comportement mécanique des sols en lien avec leur microstructure, ce qui permet d'enrichir les travaux antérieurs.

Il faut souligner que la littérature montre très peu de résultats expérimentaux ayant utilisé cette technique, et que la majorité des travaux ont été rapportés sur les argiles. Le peu d'études en laboratoire menées sur les sables, résulte de la difficulté rencontrée lors de la phase de la mise en place des capteurs piézoélectriques sur les éprouvettes de sables.

Dans le but d'étendre la littérature scientifique disponible et les résultats présentés dans la partie précédente, nous avons placé des capteurs piézoélectriques (Bender éléments) sur les embases inférieure et supérieure de la cellule triaxiale et sur le pourtour latéral de l'éprouvette d'essai afin de pouvoir mesurer les vitesses d'ondes de cisaillement dans les différentes directions (VH, HH et HV). Ceci permettra d'avoir des indications sur "l'existence" de contacts, la création de nouveaux contacts entre les grains, ou l'annulation de ceux déjà existants, et par conséquent d'avoir une information sur la microstructure initiale et sur son évolution durant le cisaillement.

1.7. Evolution des vitesses d'onde de cisaillement avec le comportement mécanique

La figure 3.16 illustre l'évolution des vitesses d'ondes de cisaillement avec la déformation axiale dans les deux sens HH et HV lors du cisaillement non drainé des trois éprouvettes préparées avec les trois modes de préparation, et de 0,08 environ d'indice de densité de consolidation. Comme on peut le constater, la tendance de cette évolution est cohérente avec le comportement mécanique global observé (Figure 3.7).

Durant la première phase de l'essai, jusqu'au pic de résistance, les vitesses d'ondes de cisaillement pour l'échantillon préparé par damage humide diminuent fortement au début de l'essai jusqu'à ce que le pic de la résistance au cisaillement est atteint, et cette diminution se poursuit progressivement durant toute la phase du cisaillement non drainée, et ceci en relation avec l'apparition d'une instabilité de liquéfaction. Toutefois, cette réduction semble se stabiliser autour d'une valeur fixe lorsque l'état critique ultime de déformation est atteint, ce qui peut signifier que la microstructure n'évolue plus et qu'il n'y a plus de création de nouveaux contacts.

Dans le cas de la pluviation à sec et la pluviation sous eau, la même diminution des vitesses d'ondes de cisaillement est constatée en début d'essai, sauf qu'au-delà de 2 % de déformation axiale, la tendance est inversée et les vitesses d'onde augmentent progressivement lorsque le chemin des contraintes effectives change de direction. Cette augmentation coïncide avec l'apparition de l'état caractéristique et du phénomène de dilatance. On peut penser que de nouvelles chaînes de contacts se sont créés avec pour conséquence l'accroissement des caractéristiques mécaniques du matériau qui devient plus rigide et plus résistant au cisaillement.

Il serait intéressant de souligner que la forte et rapide diminution des vitesses d'onde de cisaillement en début d'essai pour les trois modes de reconstitution peut être causée par une déstructuration du sol (changement de la microstructure initiale) juste après le chargement.

Les résultats présentés sur les figures 3.17 et 3.18 montrent les mêmes tendances que celles expliquées précédemment pour les essais à $I_{dc} = 0,08$.

Ces nouvelles mesures de vitesses d'ondes de cisaillement avec leurs différences constatées entre les trois méthodes de dépôt confirment clairement l'existence de structures différentes résultant des différents modes de dépôt et conduisant à différents comportements mécaniques, comme indiqué précédemment.

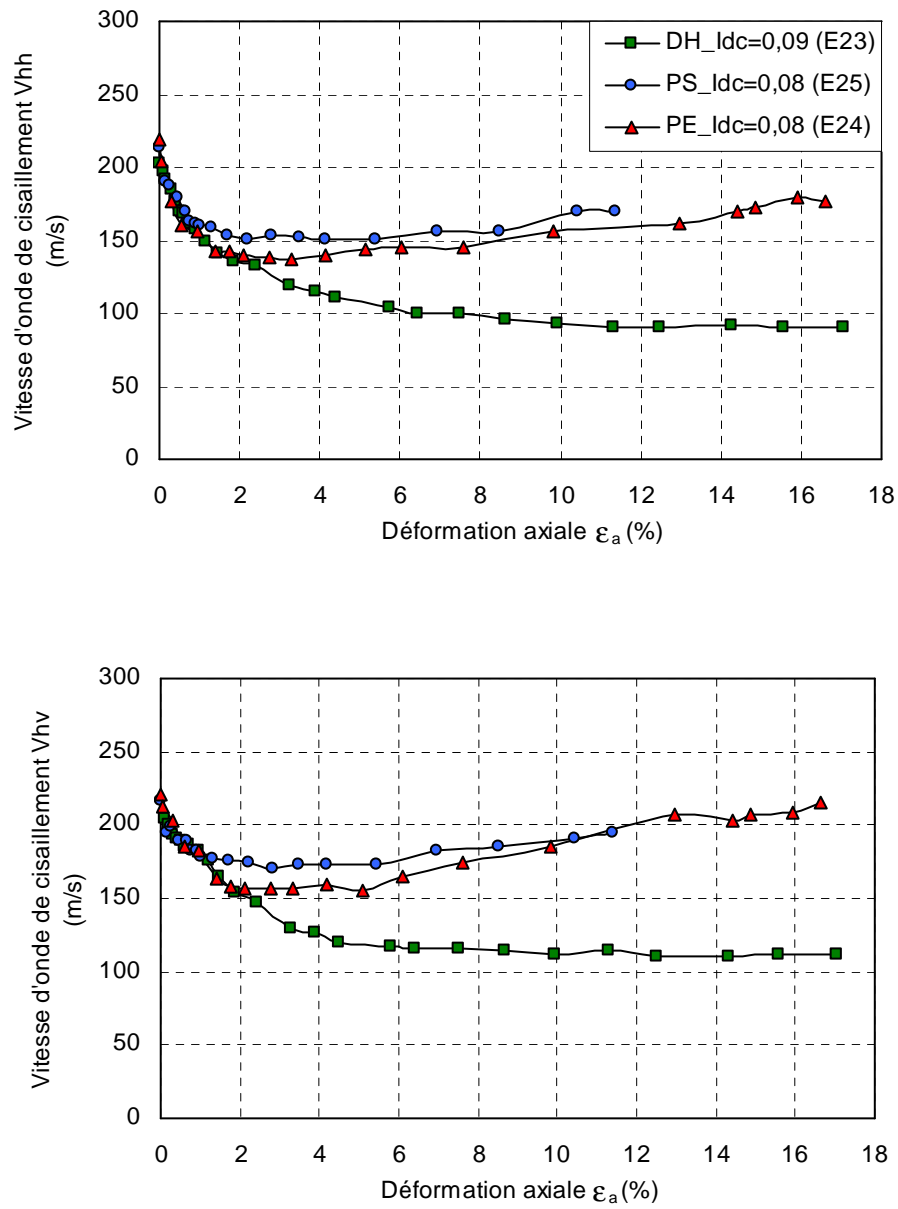


Figure 3.16. Influence du mode de fabrication d'échantillons sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement au cours de chargement.

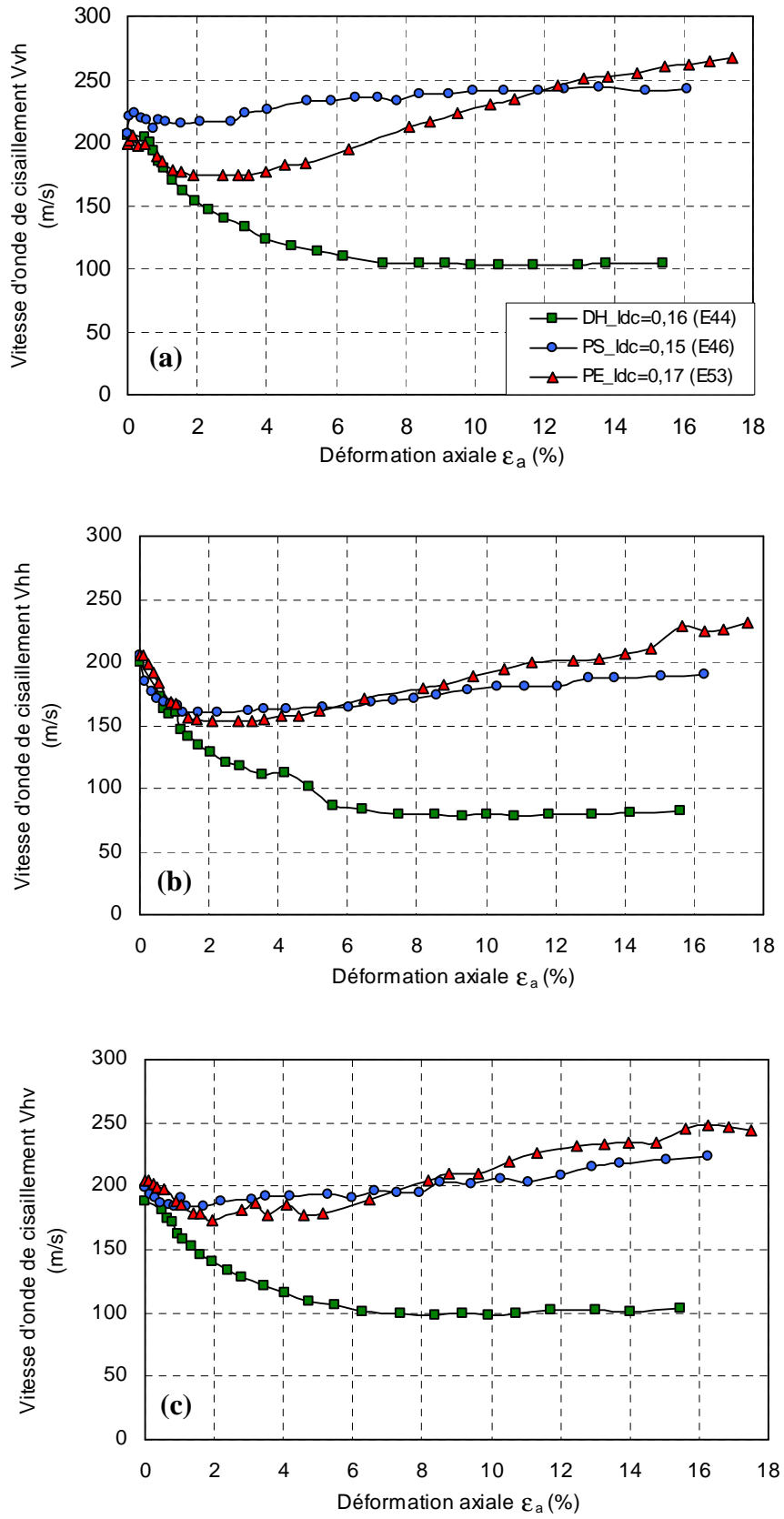


Figure 3.17. Influence du mode de fabrication d'échantillons sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement au cours de chargement

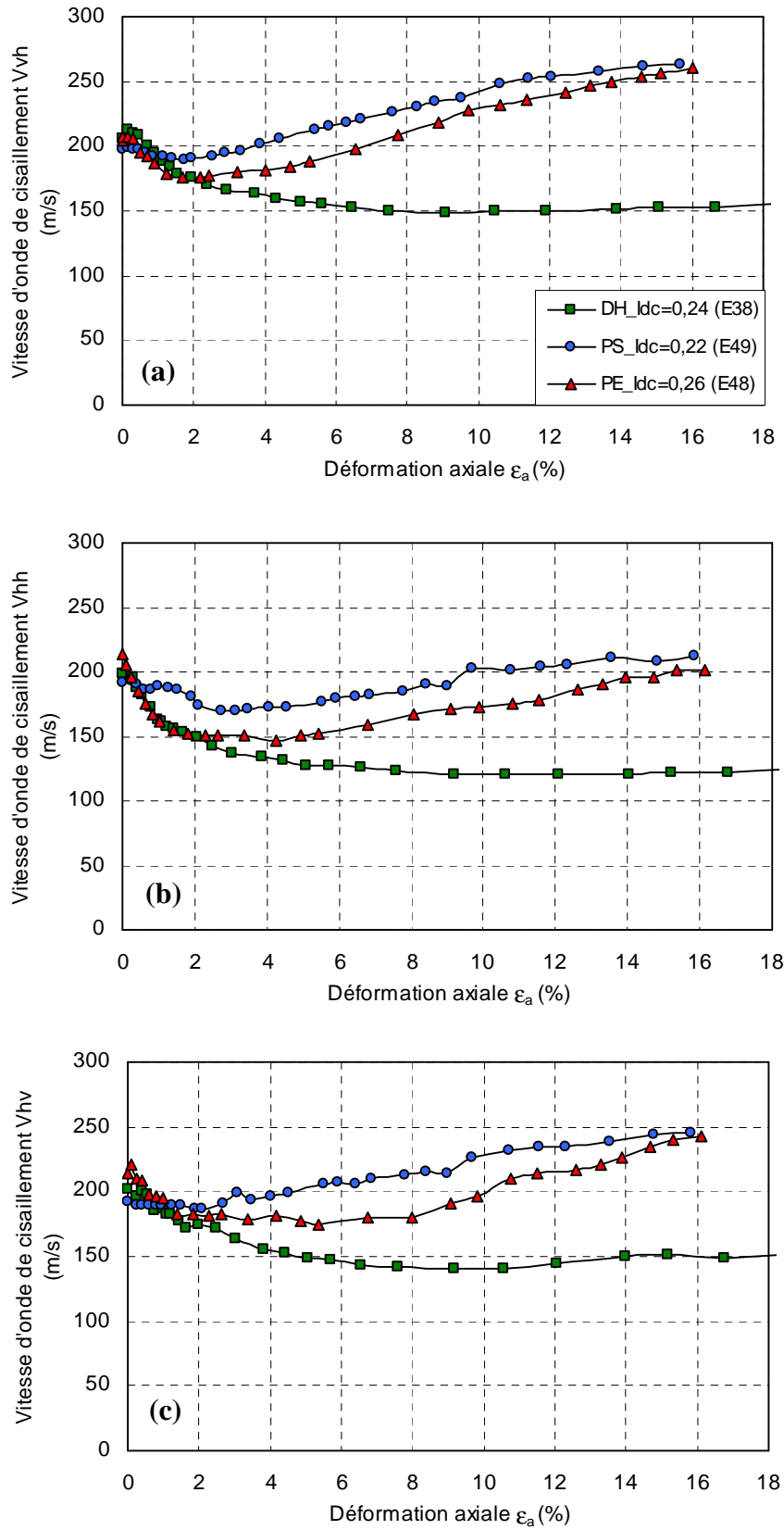


Figure 3.18. Influence du mode de fabrication d'échantillons sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement au cours de chargement.

La figure 3.19 montre la variation des vitesses d'ondes de cisaillement avec la contrainte effective moyenne p' pour les trois modes de préparation utilisés. Il est parfaitement clair que les vitesses d'ondes de cisaillement dans les deux directions (HH et HV) sont sensibles à la variation de la contrainte effective. Celles-ci diminuent au fur et à mesure que la contrainte moyenne effective p' diminue pour l'échantillon fabriqué par damage humide ; et diminuent et augmentent en fonction de la diminution et de l'augmentation de la contrainte moyenne effective pour les échantillons fabriqués par pluviation à sec et pluviation sous eau. D'ailleurs, dans ces deux derniers cas où l'on a une coexistence de la contractance et de la dilatance, il convient de noter qu'à la même valeur de la contrainte effective p' , la valeur de la vitesse d'onde de cisaillement diminue lorsque l'échantillon passe à travers sa phase dilatante (de l'état 1 à l'état 2 sur la figure 3.19). Si l'on compare la valeur V_s en tout point de p' durant la phase de contractance à la valeur de V_s au même point p' après l'apparition de l'état caractéristique et de la dilatance, nous pouvons voir clairement une diminution nette de la vitesse d'onde de cisaillement, en l'occurrence une perte de rigidité du matériau, même si celui-ci essaye de récupérer cette raideur durant le comportement dilatant.

Etant donné que les essais triaxiaux ont été réalisés en conditions non drainés, c'est-à-dire à volume constant, la réduction des vitesses d'ondes de cisaillement constatées ne peut pas être expliquée par un changement de l'indice des vides (indice de densité) ou de contraintes. Elle est probablement due à un changement de la microstructure initiale en termes d'architecture granulaire de la microstructure et des contacts inter-particules induit par le chargement. Cela témoigne d'une déstructuration notable du matériau résultant du réarrangement des particules. Malgré un retour au même état de contraintes, l'échantillon ne récupère pas sa rigidité initiale.

Les figures 3.20 et 3.21 montrent que le taux de déstructuration diminue avec l'augmentation de l'indice de densité, notamment pour les échantillons préparés par la pluviation à sec et la pluviation sous eau. On constate également que malgré l'apparition d'un comportement dilatant pour l'échantillon ayant un indice de densité $I_{dc} = 0,31$ et préparé par le damage humide (Figure 3.21), la déstructuration de la microstructure reste importante et la « récupération » de la rigidité du matériau n'est pas très significative.

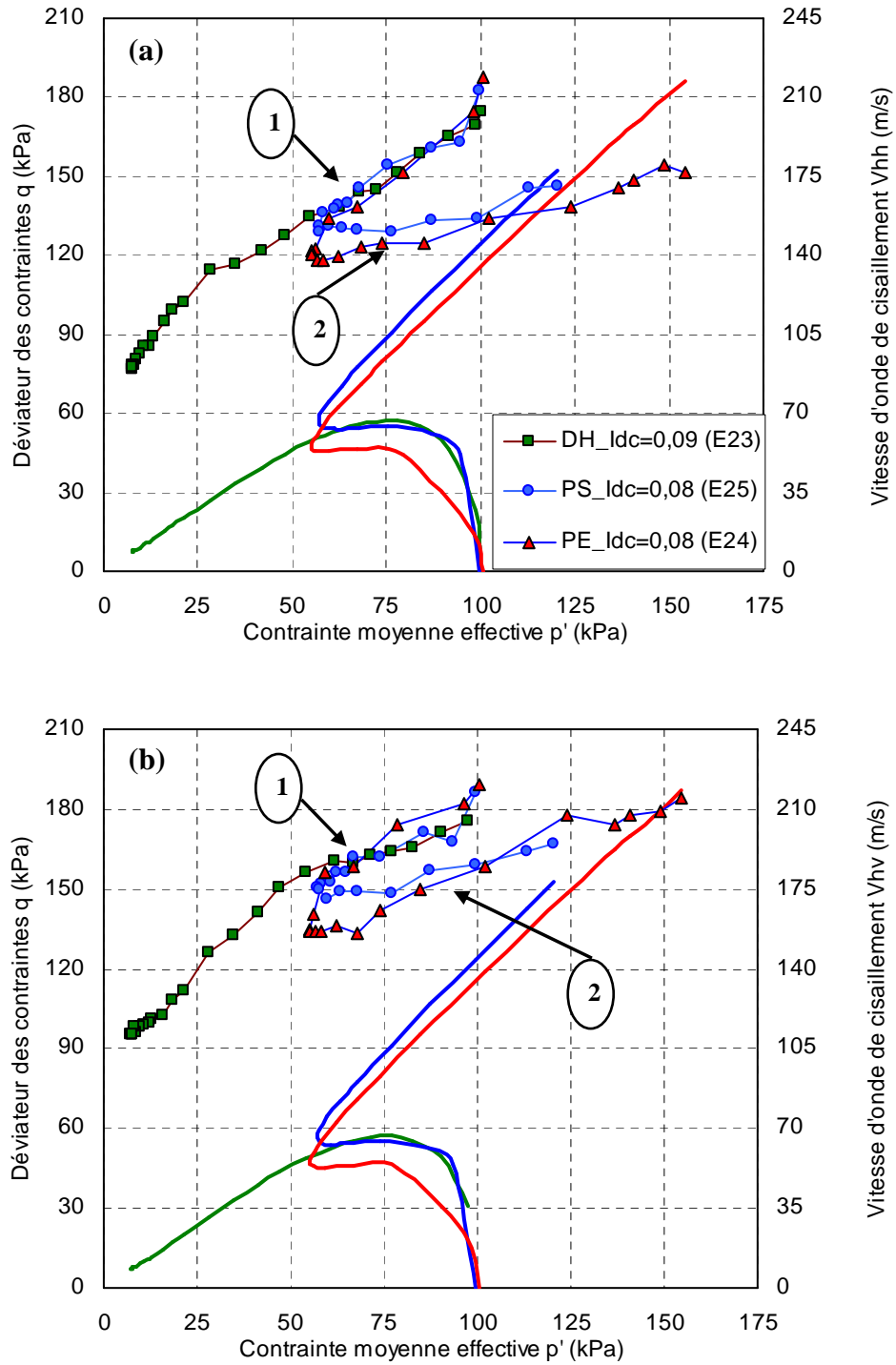


Figure 3.19. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective pour les différents modes de dépôt.

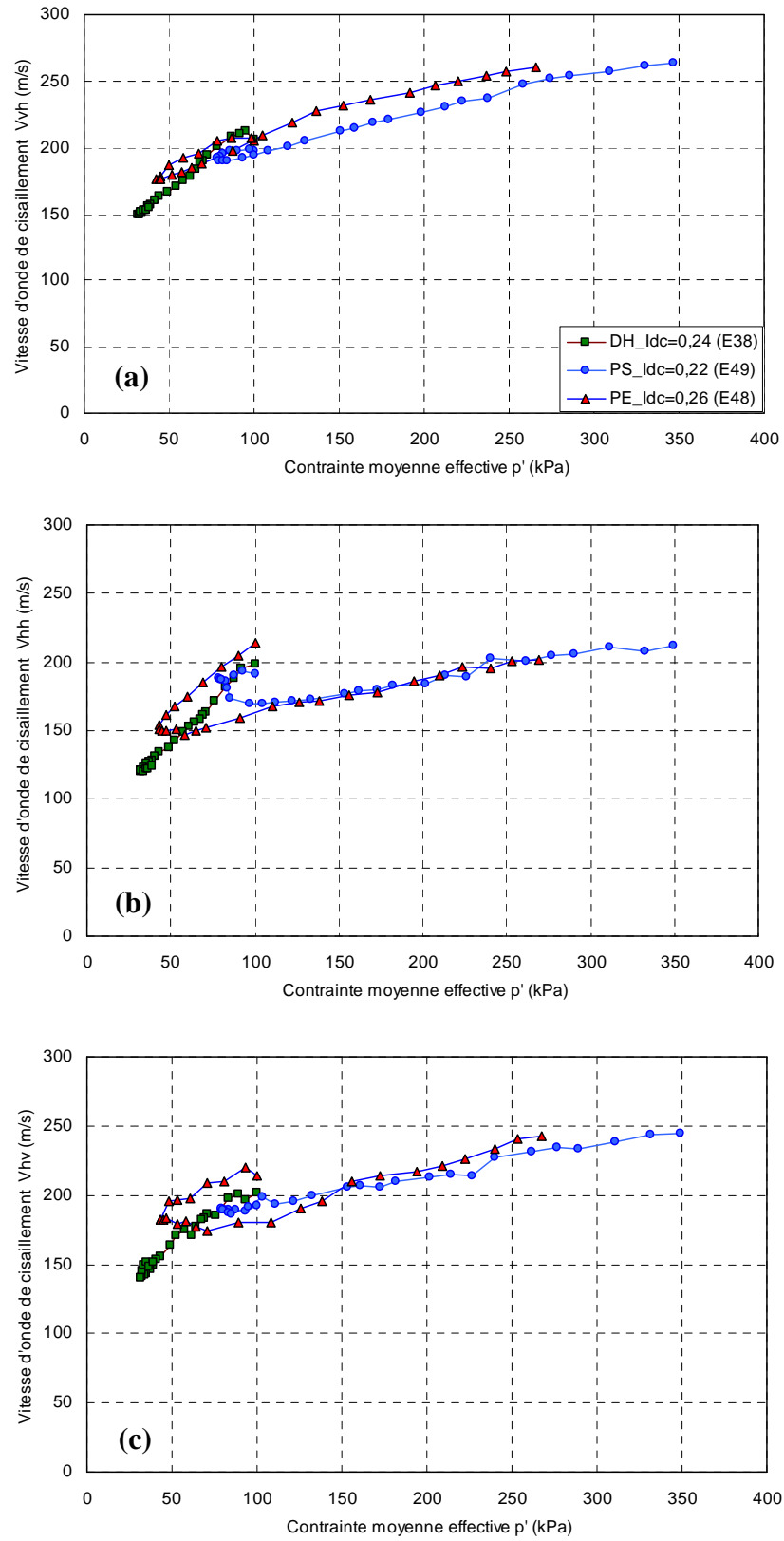


Figure 3.20. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective pour les différents modes de dépôt.

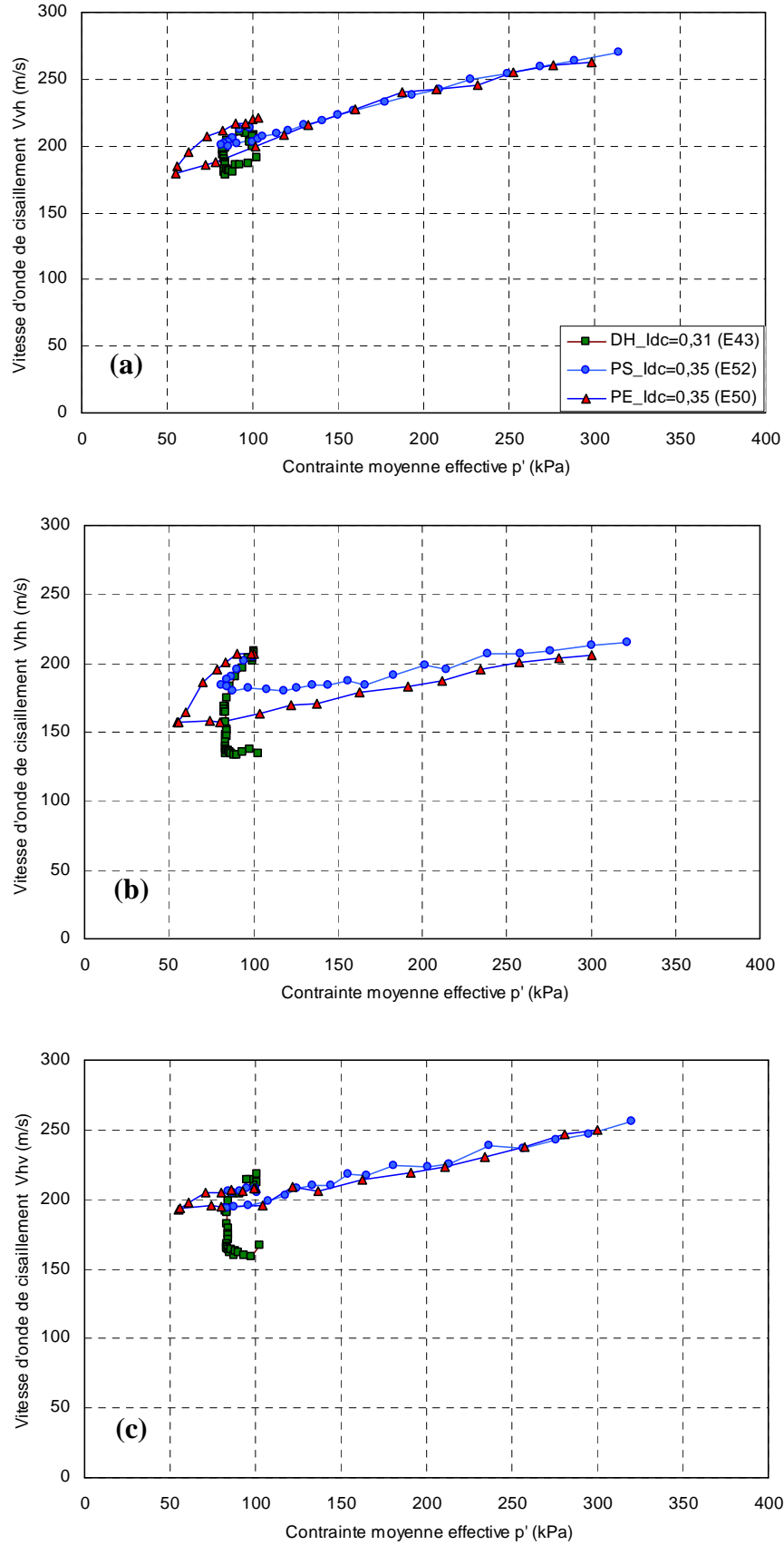


Figure 3.21. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective pour les différents modes de dépôt.

Les vitesses d'onde de cisaillement des échantillons ayant un indice de densité $I_{dc} = 0,08$ et $0,24$ préparés différemment ont été représentées en fonction du produit des contraintes effectives dans le sens de propagation des ondes et du mouvement des particules, $\sigma'_v \times \sigma'_h$ ou $\sigma'_h \times \sigma'_h$, dans une échelle double logarithmique (Figure 3.22 à 3.26).

Les deux droites sur les figures 3.22b et c, et 3.23b et c illustrent les pentes correspondant à la phase de contractance avant l'apparition de l'état caractéristique et de la dilatance (état 1), et à la phase de dilatance, après l'état caractéristique (état 2), respectivement.

On constate que pour les trois modes de préparation, une loi en puissance entre les vitesses d'ondes de cisaillement V_s et les contraintes effectives σ' a été trouvée, $V_s \propto (\sigma')^\beta$. Cela indique une dépendance des vitesses d'onde de cisaillement de la contrainte effective, comme cela a souvent été rapporté dans la littérature.

La théorie basée sur le modèle de contact de Hertz-Mindlin (Mindlin, 1949, 1954) prédit une dépendance en loi de puissance entre la vitesse d'onde de cisaillement et la contrainte effective avec un exposant égal à $1/6$.

Une comparaison des différentes pentes obtenues montre que l'exposant de contraintes varie expérimentalement entre la racine quatrième ($1/4$) et la racine sixième ($1/6$) des contraintes effectives. L'exposant de l'échantillon fabriqué par damage humide et de l'échantillon fabriqué par la pluviation à sec au cours de leur phase de contractance est proche de la racine sixième ($1/6$) des contraintes effectives. Cependant, l'échantillon préparé par la pluviation sous eau montre une dépendance légèrement supérieure avec un exposant proche de la racine quatrième ($1/4$). Il semblerait que cela est dû à l'interaction des grains entre eux et à leur réarrangement pendant le processus de sédimentation qui provoque un alignement préférentiel avec le plan horizontal, perpendiculaire à la contrainte appliquée.

Ces résultats sont en bon accord avec ceux présentés par Jia et al. (1999, 2000) et Coste et Gilles (1999) sur les billes de verre.

Il serait intéressant de noter que pour la méthode du damage humide, pour laquelle les échantillons ont manifestés un comportement contractant, les vitesses d'onde de cisaillement diminuent du début à la fin de l'essai. L'exposant de contraintes dans ce cas là est proche de la racine sixième ($1/6$).

En résumé, concernant les résultats de nos essais, nous pouvons dire que la loi d'Hertz est vérifiée lorsque le matériau présente un comportement entièrement contractant.

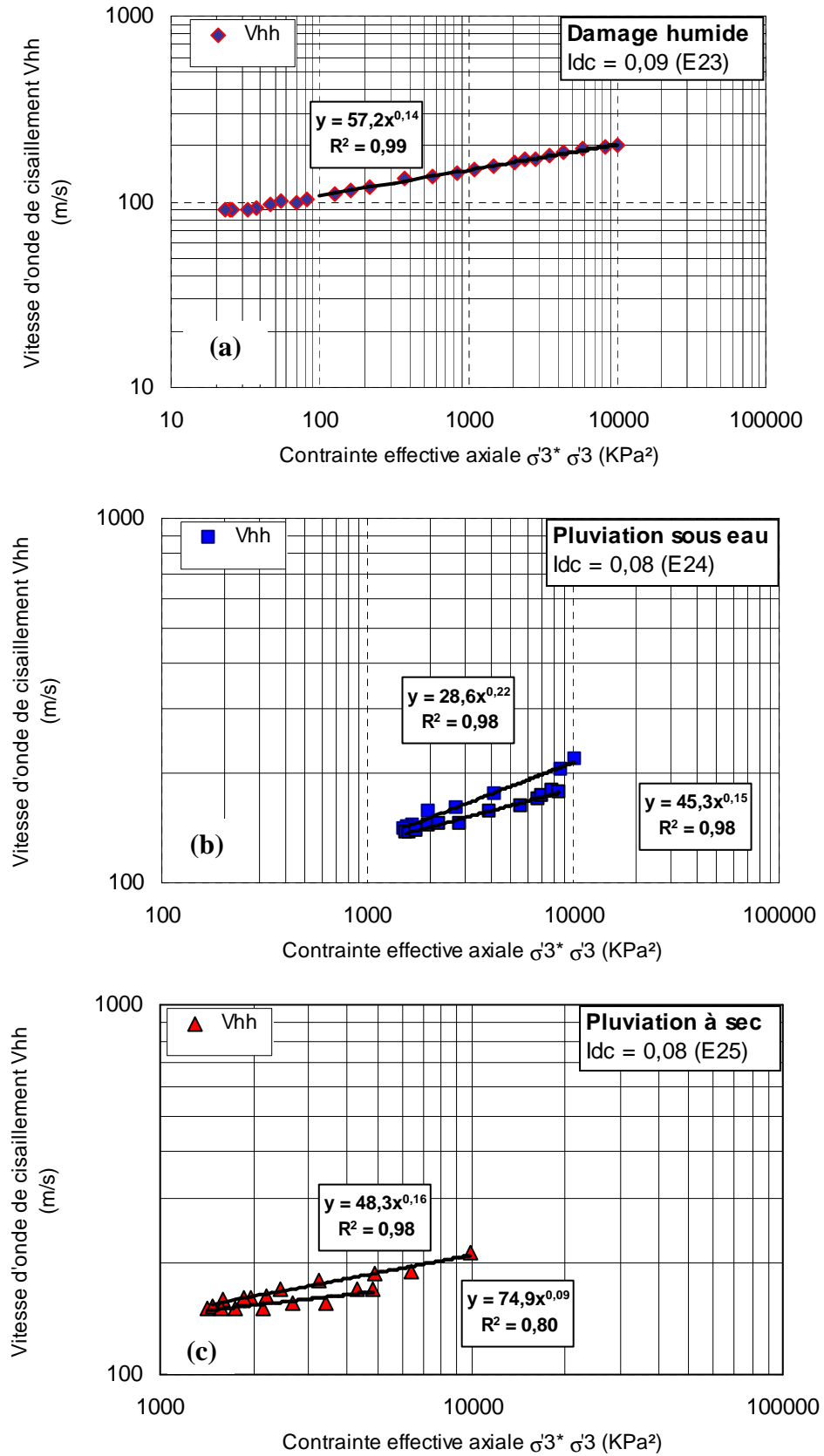


Figure 3.22. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{hh} en fonction des contraintes radiales pour les différents modes de dépôt.

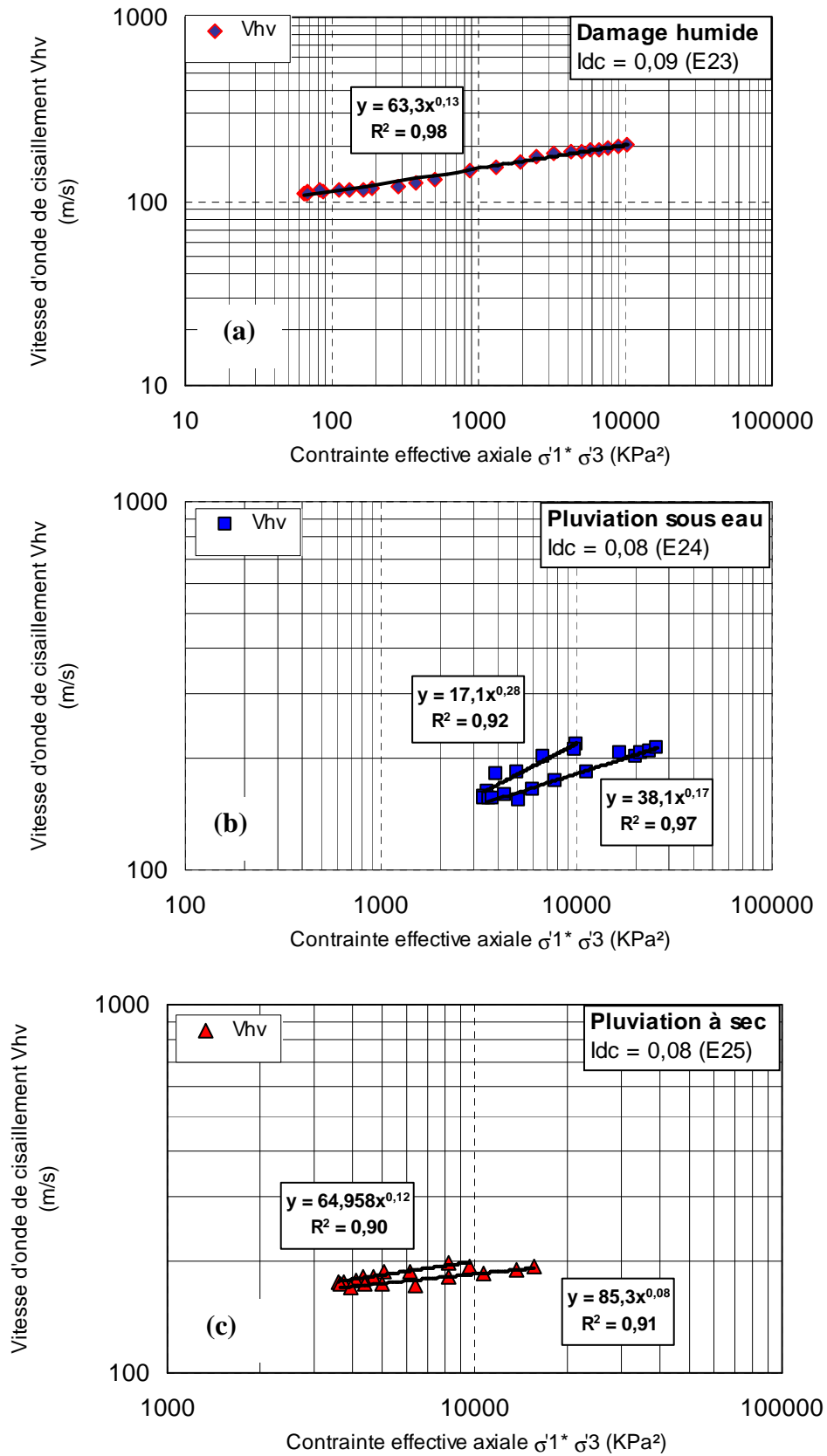


Figure 3.23. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{hv} en fonction des contraintes axiales et radiales pour les différents modes de dépôt.

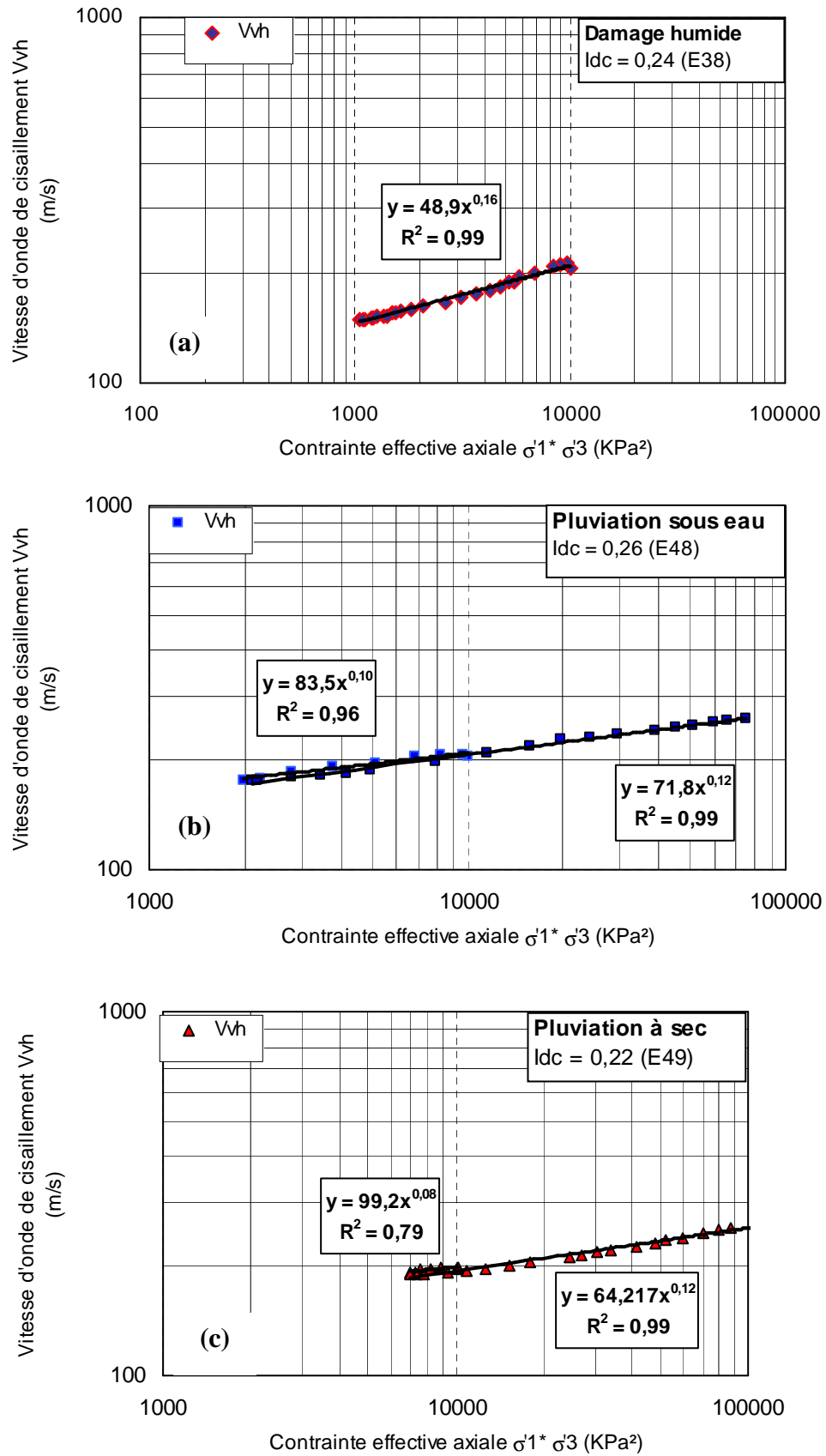


Figure 3.24. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{sh} en fonction des contraintes axiales et radiales pour les différents modes de dépôt.

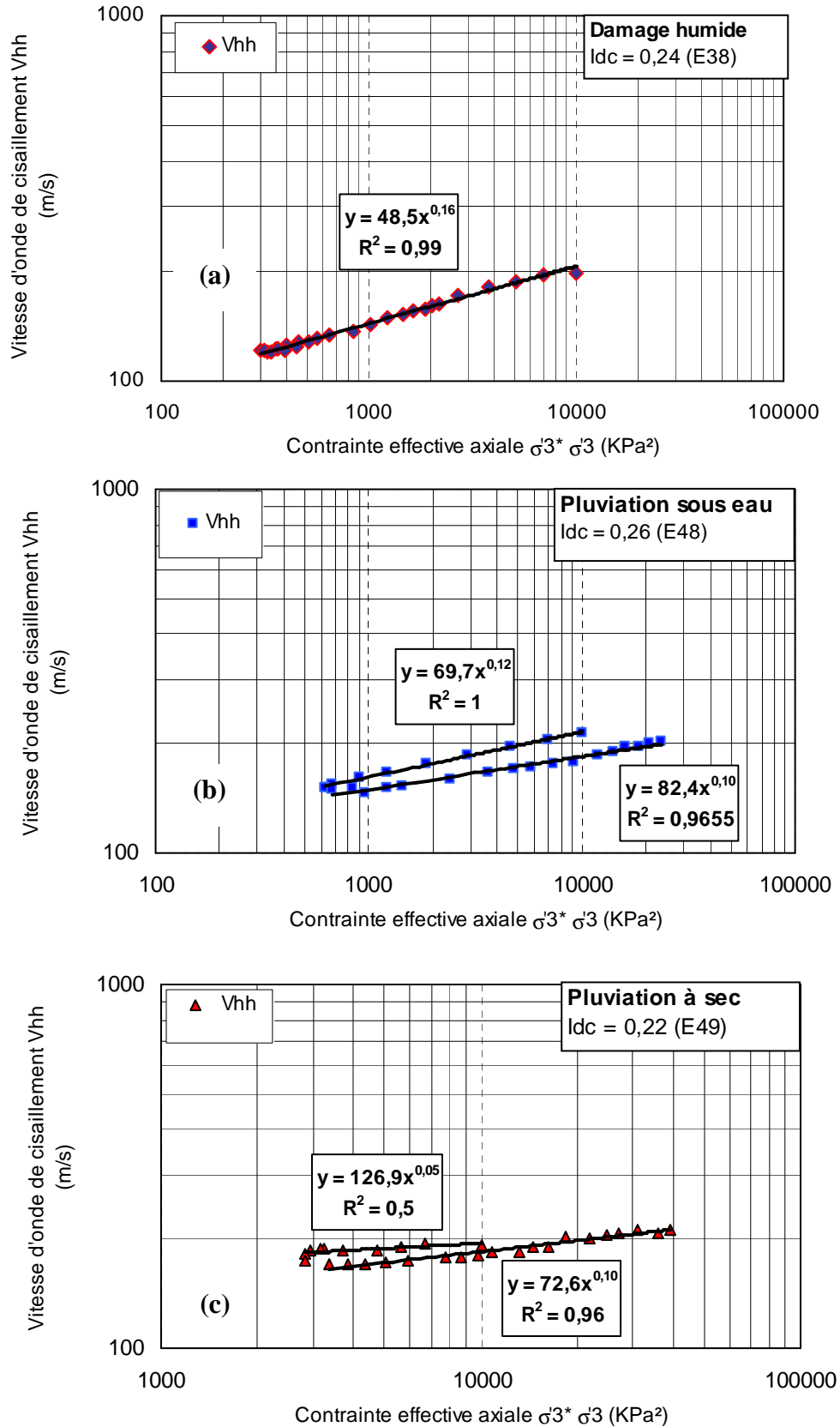


Figure 3.25. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{hh} en fonction des contraintes axiales et radiales pour les différents modes de dépôt.

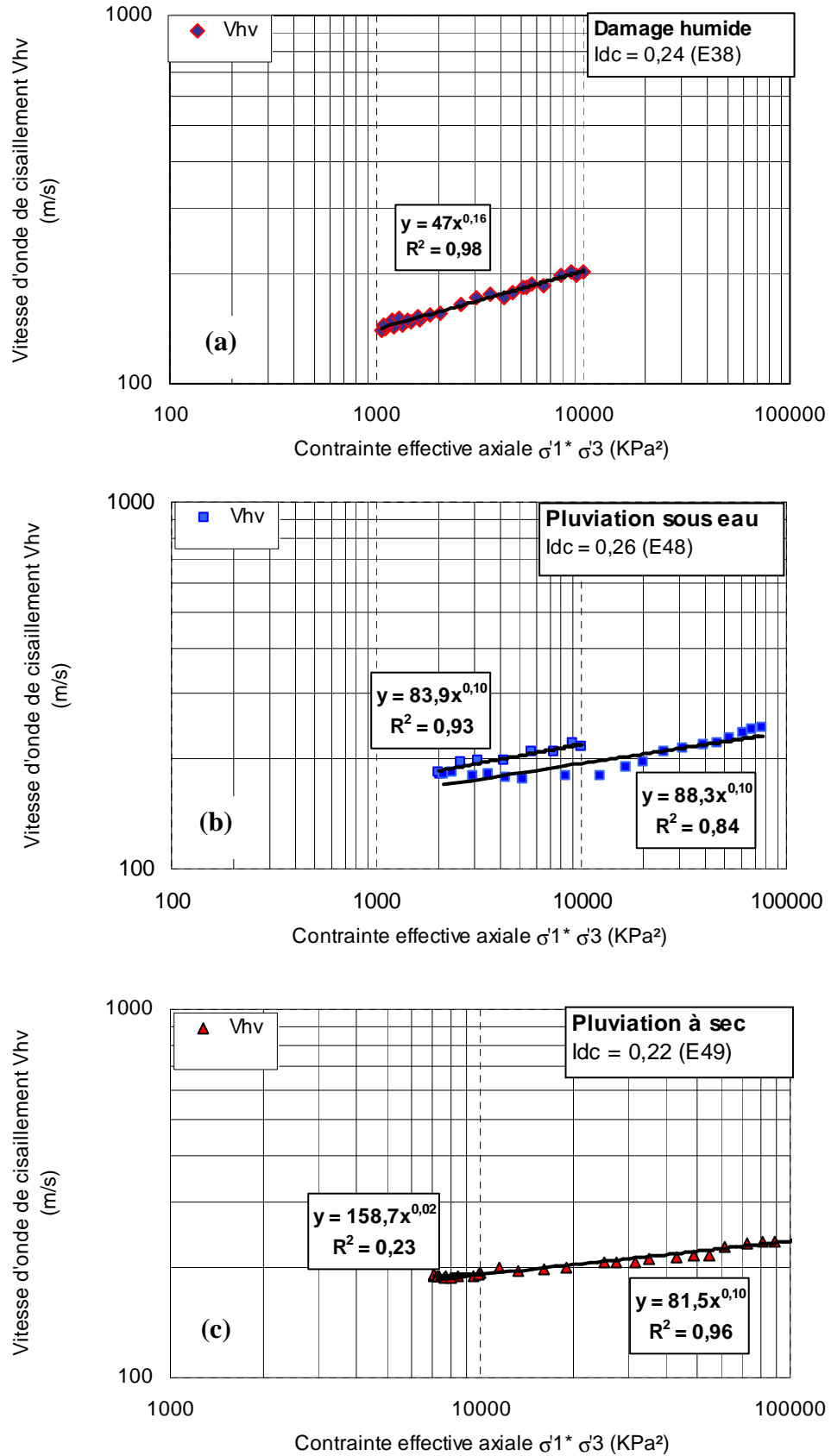


Figure 3.26. Évolution de la vitesse d'onde de cisaillement V_{hv} en fonction des contraintes axiales et radiales pour les différents modes de dépôt.

1.8. Influence de l'indice de densité sur l'évolution des vitesses de cisaillement V_{vh} , V_{hh} et V_{hv}

Dans le but de caractériser l'influence de l'indice de densité de chaque mode de déposition sur l'évolution de la microstructure à travers des mesures de propagation d'ondes de cisaillement durant le chargement, nous remontrons sur les figure 3.27, 3.28 et 3.29 les résultats des essais réalisés sur des éprouvettes déposées différemment (damage humide, pluviation à sec pluviation sous eau) et à quatre indices de densité allant de 0,07 à 0,31. Les conditions initiales et la procédure de réalisation étant identiques pour tous les essais.

Nous remarquons que la tendance de l'évolution des vitesses des ondes de cisaillement dans les deux axes principaux HH et HV en fonction de la déformation axiale est cohérente avec la réponse du sol observée auparavant lors du cisaillement.

Quelque soit le mode de fabrication des échantillons, nous observons jusqu'à 2% de déformation une baisse significative de la vitesse d'onde de cisaillement pour les trois éprouvettes. Cette baisse est plus prononcée dans le cas du damage humide que dans les deux autres cas. Elle peut être attribuée à l'existence de l'empilement sous forme d'agrégats et de macropores, favorisant l'appariation d'une instabilité de liquéfaction en conditions non drainées. Au-delà de 2 % de déformation axiale, le damage humide donne lieu à une stabilisation progressive des vitesses d'onde de cisaillement pour les différents indices de densité, ce qui traduirait la limite des réarrangements de grains dans l'empilement, et l'absence de création des nouveaux contacts lorsque l'échantillon atteint l'état de plasticité parfaite. Il faut tout de même noter que le taux de baisse des vitesses d'onde de cisaillement et en lien étroit avec l'indice de densité. Plus ce dernier augmente, moins la valeur des vitesses d'onde diminue. Un écart important entre les vitesses d'ondes des échantillons à $I_{dc} = 0,07$ et $I_{dc} = 0,16$ et celles des échantillons à $I_{dc} = 1,24$ et $I_{dc} = 0,31$ est observé. Cela s'explique par le fait qu'à partir d'une densité supérieure à 25 %, le sable d'Hostun manifeste un comportement moins contractant avec une phase de dilatance qui commence à apparaître.

Dans le cas de la pluviation à sec ou de la pluviation sous eau, au-delà de la déformation axiale de 2 %, on constate une augmentation des vitesses d'onde de cisaillement coïncidant avec l'apparition du comportement dilatant du sol et l'augmentation continue du déviateur des contraintes. Cela peut être justifié par une mobilisation des contraintes intergranulaires du sol. On note également que l'influence de l'indice de densité sur l'évolution de la microstructure des échantillons est moins importante dans le cas de la pluviation sous eau. Ce résultat ne peut être attribué qu'à un effet de ce mode de dépôt qui en réalité s'apparente à un processus de sédimentation qui en quelque sorte contrôle l'orientation des particules durant leur déposition comme cela a été expliqué dans la partie précédente.

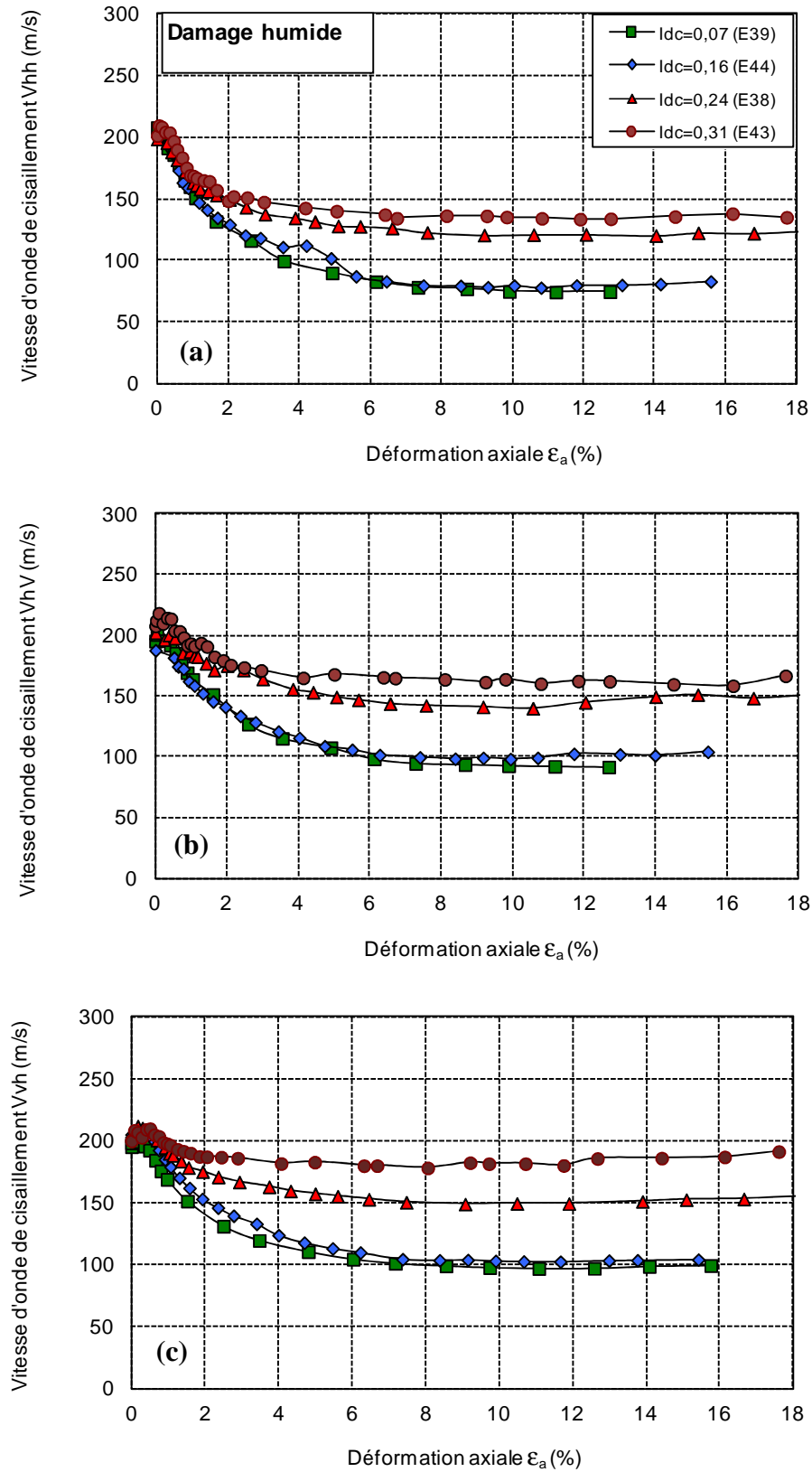


Figure 3.27. Influence de l'indice de densité sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement du sable d'Hostun reconstitué par le damage humide.

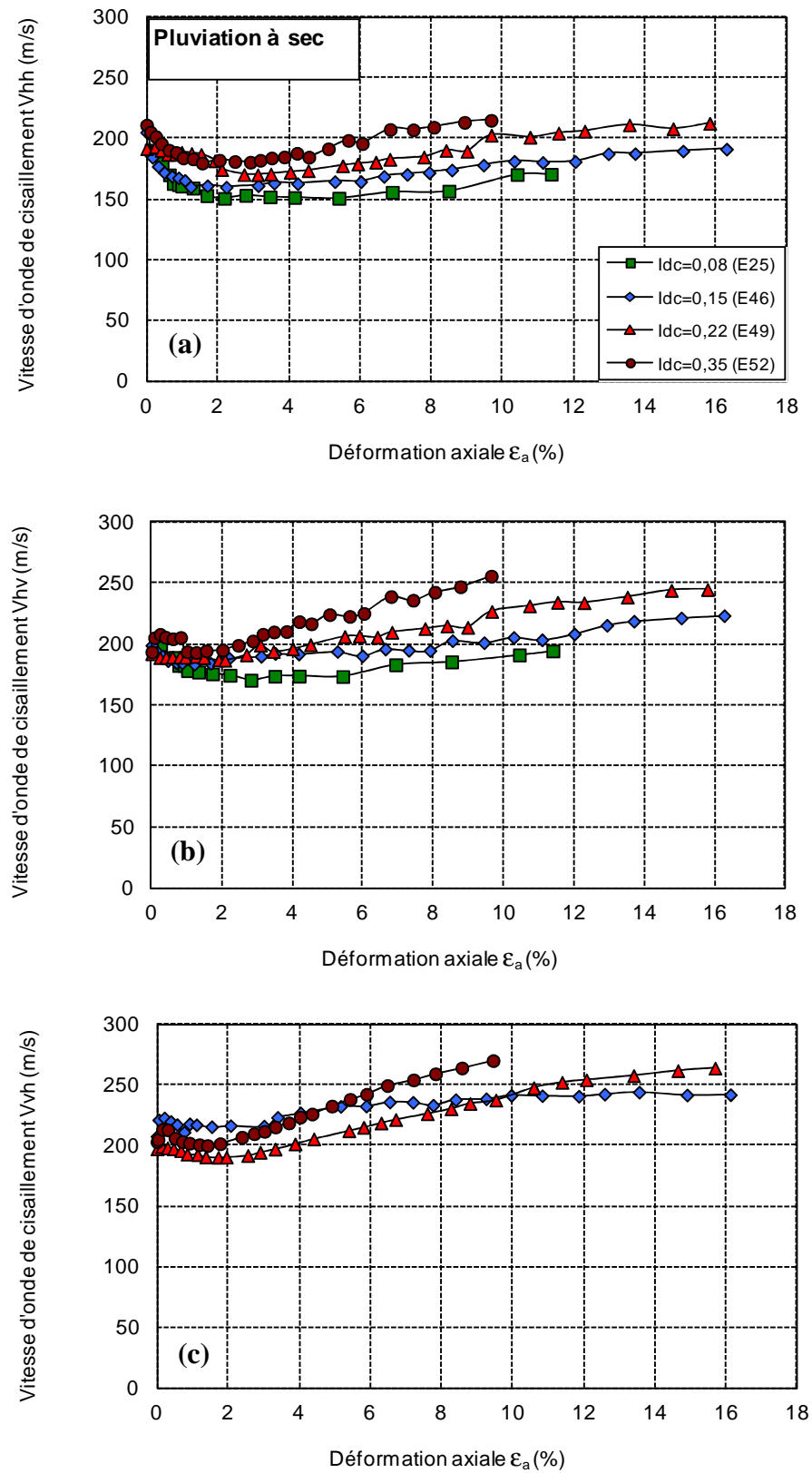


Figure 3.28. Influence de l'indice de densité sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement du sable d'Hostun reconstitué par la pluviation à sec.

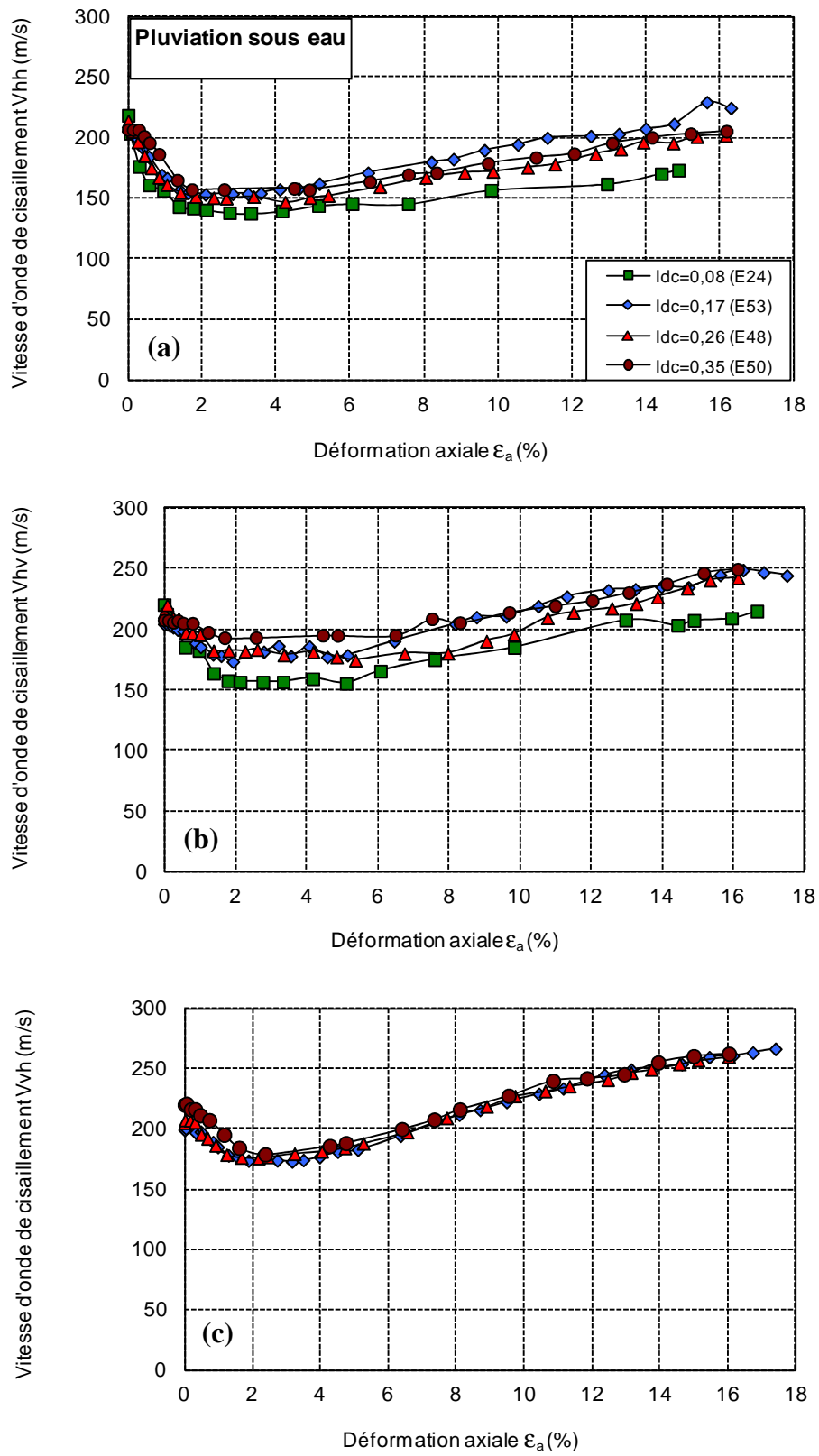


Figure 3.29. Influence de l'indice de densité sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement du sable d'Hostun reconstitué par la pluviation sous eau.

Nous avons tracé dans le plan (q, p') l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contraintes moyenne effective pour les différents indices de densité testés, comme le montre les figures 2.30, 2.31 et 2.32.

Quelque soit le mode de déposition du sable, nous constatons durant la phase de contractance une baisse des vitesses d'onde de cisaillement mesurées avec les trois paires de Bender élément installés sur chaque éprouvettes. Les vitesses d'onde de cisaillement mesurées dans les éprouvettes fabriquées par le damage humide et caractérisées par des indices de densité de moins de 0,25 continuent à décroître et semblent s'aligner sur une même droite, de pente assez importante, témoignant d'une perte de rigidité conséquente due au cisaillement non drainé. Au-delà de cet indice de densité, le comportement dilatant devient prédominant. Nous enregistrons au moment du changement du sens de la contrainte effective moyenne vers la droite un changement de sens et une croissance des vitesses d'onde de cisaillement. Ceci résulte non seulement de l'accroissement de la contrainte moyenne effective, mais également de l'apparition de la dilatance qui entraîne un réarrangement des grains.

Les mêmes constatations sont faites pour les éprouvettes fabriquées avec la pluviation soit à sec soit sous eau, sauf qu'au moment de la migration du chemin de contraintes effectives moyennes vers la droite (apparition de la dilatance), les vitesses d'onde de cisaillement augmentent continûment et semblent rejoindre une et même droite, et cela indépendamment de l'indice de densité. A ce stade, l'influence de la densité sur cette droite semble être négligeable. On remarque également que la pente de cette droite est légèrement plus grande dans le cas où l'éprouvette est fabriquée par la technique de la pluviation sous eau que dans le cas où elle est fabriquée par la pluviation à sec.

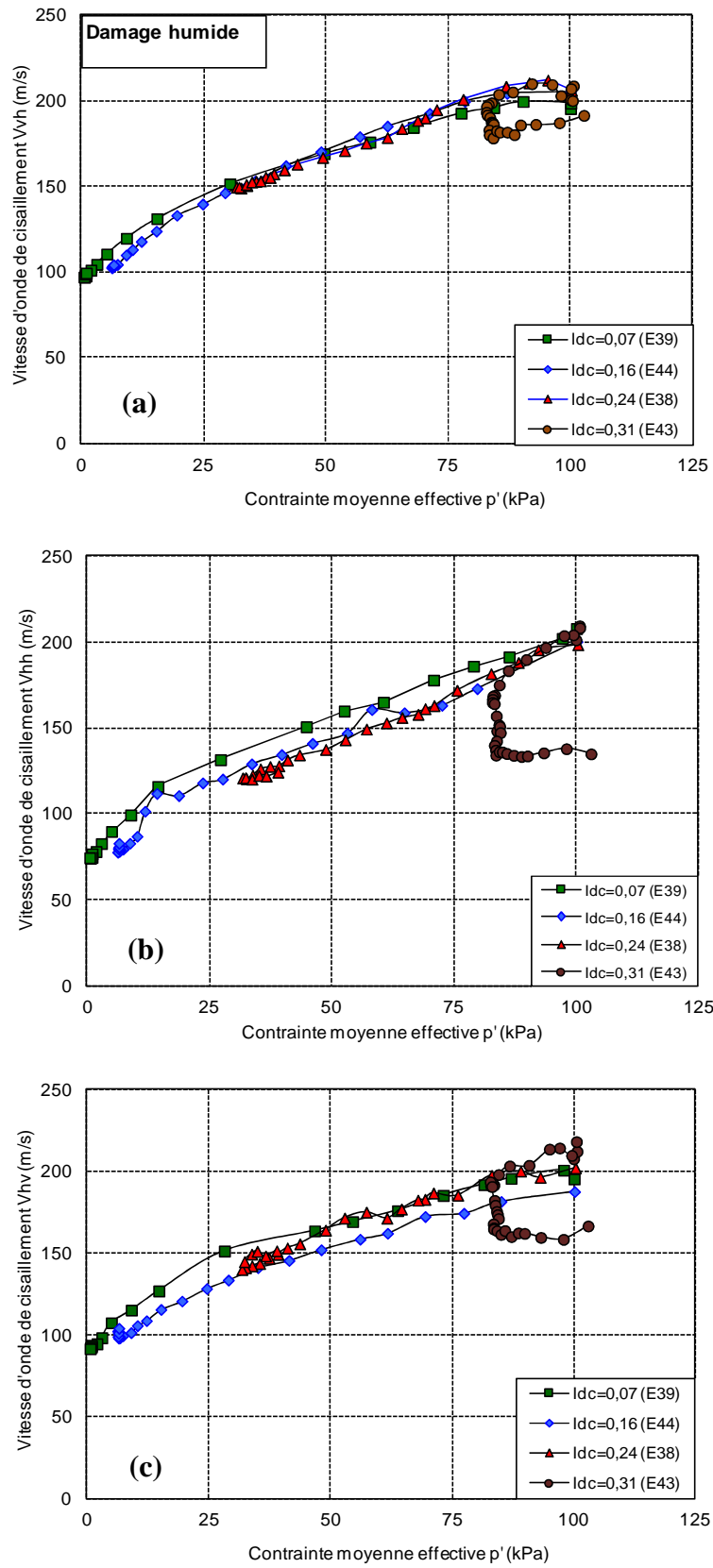


Figure 3.30. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement dans le plan (q - p') à plusieurs indices de densité du sable d'Hostun reconstitué par le damage humide.

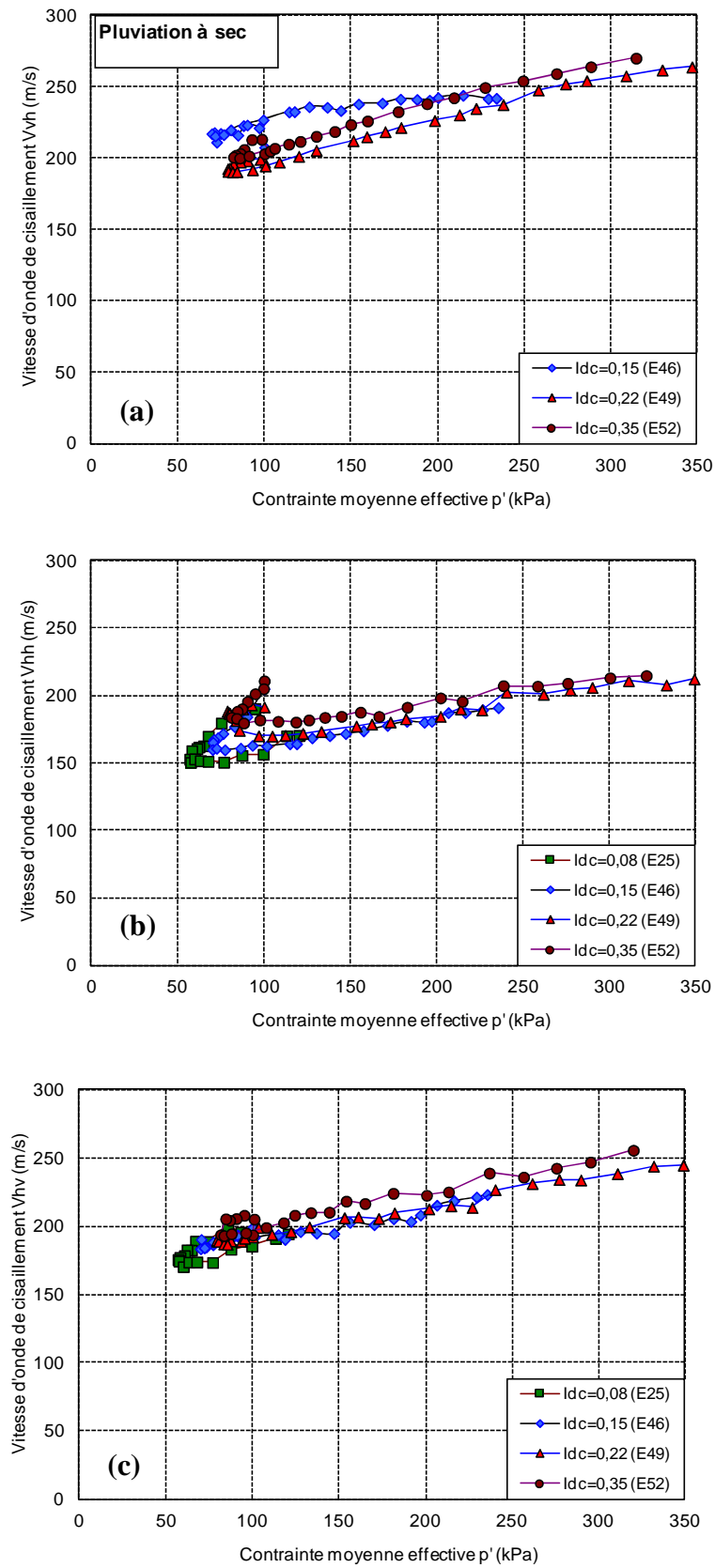


Figure 3.31. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement dans le plan $(q-p')$ à plusieurs indices de densité du sable d'Hostun reconstitué par la pluviation à sec.

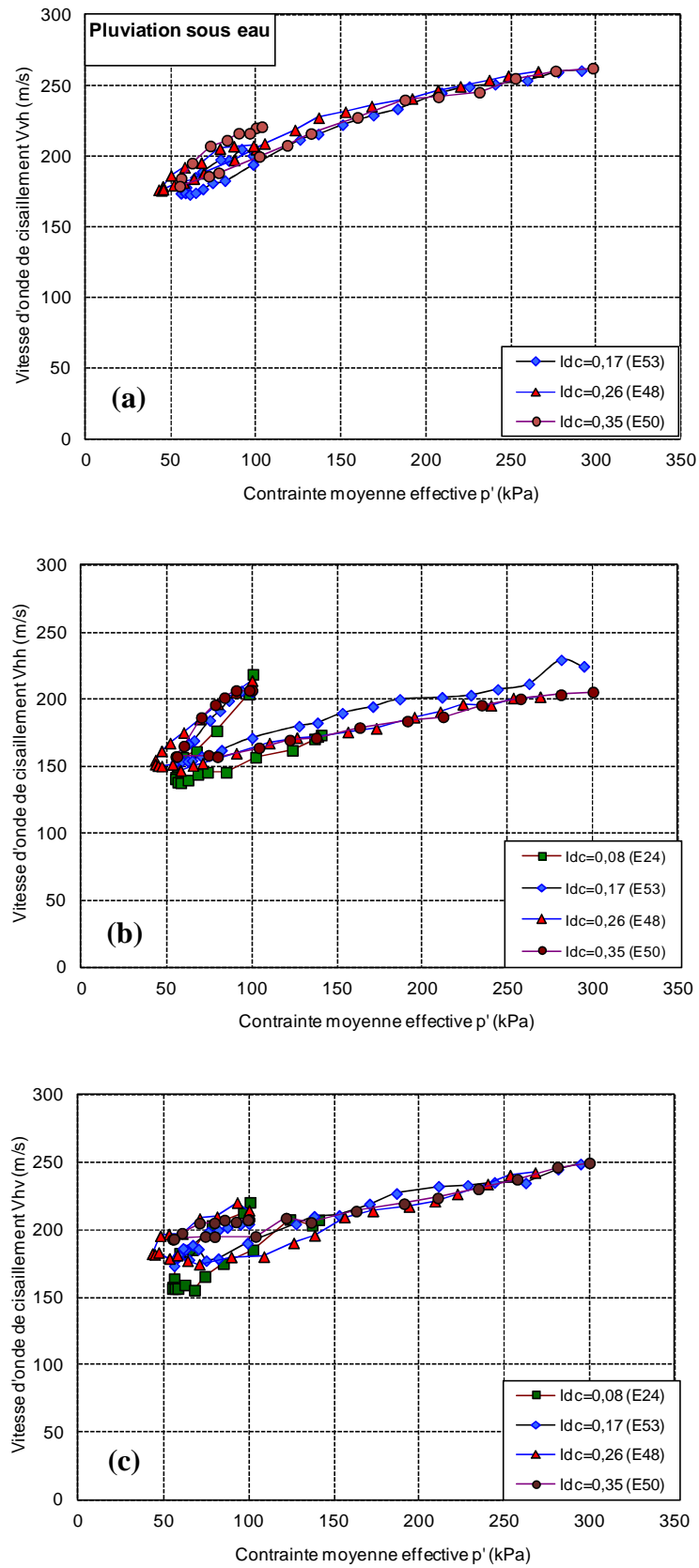


Figure 3.32. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement dans le plan (q - p') à plusieurs indices de densité du sable d'Hostun reconstitué par la pluviation sous eau.

1.9. Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution des vitesses de cisaillement V_{vh} , V_{hh} et V_{hv} .

Dans le but de montrer l'influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution de la microstructure à travers des mesures de propagation d'ondes de cisaillement, nous avons fabriqué trois éprouvettes différemment : le damage humide, la pluviation à sec et la pluviation sous eau, avec les mêmes conditions initiales d'indice de densité de consolidation sous 100 kPa proche de 0,07. Après la phase de saturation, des mesures des vitesses d'onde de cisaillement ont été prises à chaque niveau de consolidation allant de 100 kPa à 600 kPa. Nous avons placé des Benders éléments sur les embases inférieure et supérieure de la cellule triaxiale et sur le pourtour latéral de l'éprouvette d'essai dans différentes directions (HH et HV), ce qui nous a permis de bien suivre l'évolution de la microstructure durant chaque phase dans les différents plans.

Les figures 3.33 et 3.34 illustrent l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction des contraintes de consolidation dans les deux échelles normale et logarithmique. Elles mettent clairement en évidence l'influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution de la vitesse d'onde. Comme on peut le constater sur les courbes, la tendance de cette évolution est cohérente avec ce qui est généralement rapporté dans la littérature concernant l'influence de la contrainte de consolidation. En effet, cette dernière a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement du matériau et par conséquent de le rendre plus stable. Ceci se traduit par l'augmentation du nombre de contacts inter grains et de la rigidité.

Quelque soit le mode de dépôt, deux paliers sont constatés :

- Un premier palier de 100 à 200 kPa durant lequel on observe une augmentation rapide de la vitesse d'onde de cisaillement. Cette évolution est attribuée à un fort réarrangement des grains dans l'empilement granulaire au début et à la création de nouveaux contacts entre les grains. Elle est également liée à la compressibilité du matériau durant cette phase initiale.
- Un second palier, correspondant aux contraintes de consolidation supérieures à 200 kPa, et durant lequel l'évolution de la pente des vitesses d'ondes de cisaillement diminue. Cette observation peut-être associée à une compressibilité moins importante durant cette phase, comparée à la première.

On constate que cette diminution est moins importante pour l'échantillon fabriqué par la technique de damage humide que pour les échantillons réalisés par la pluviation à sec et la pluviation sous eau.

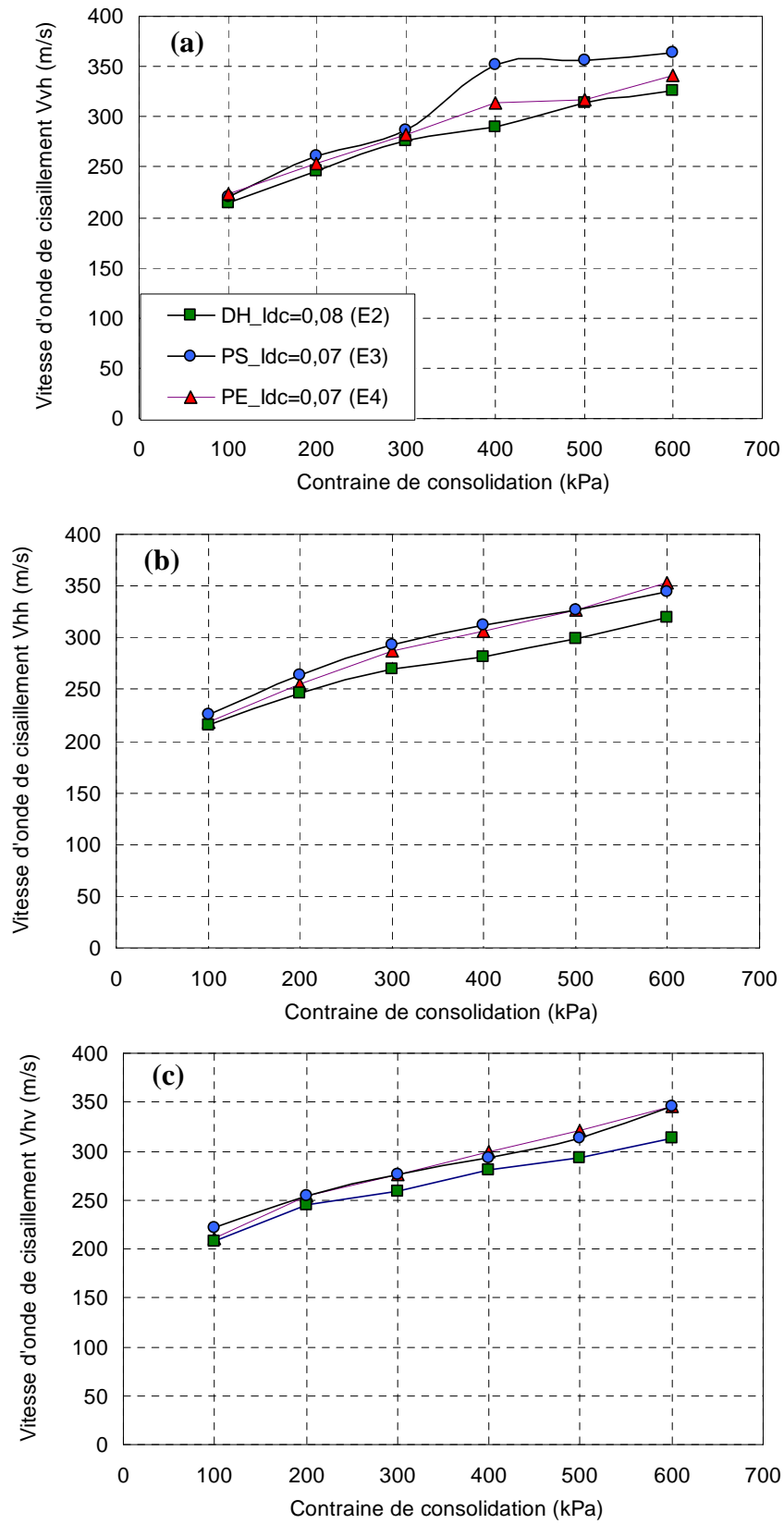


Figure 3.33. Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution des vitesses de cisaillement V_{vh} , V_{hh} et V_{hv} du sable d'Hostun reconstitué par les différents modes de dépôt.

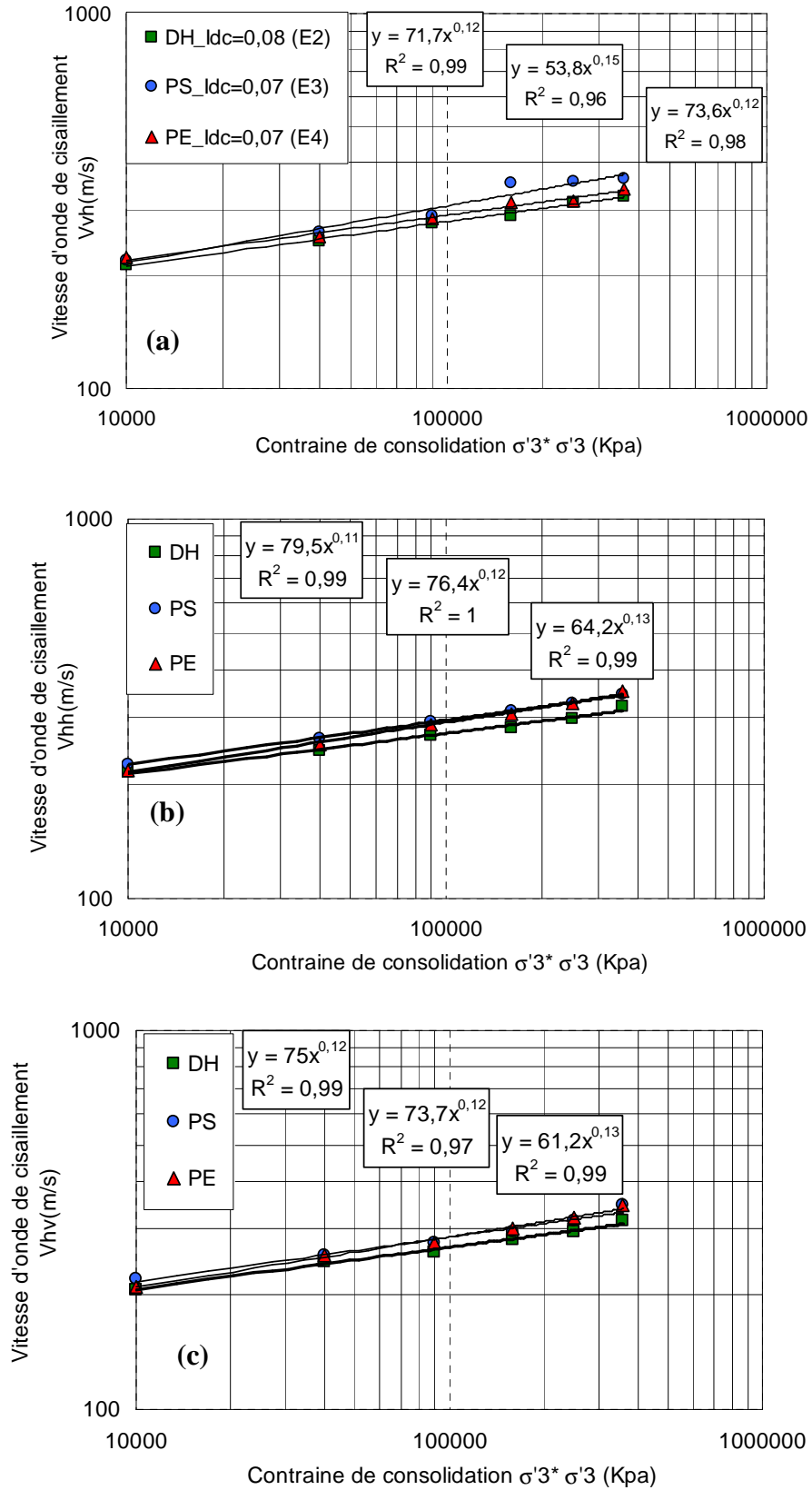


Figure 3.34. Evolution des vitesses de cisaillement V_{vh} , V_{hh} et V_{hv} du sable d'Hostun reconstitué par les différents modes de dépôt en fonction des contraintes radiales.

Anisotropie

1. 10. Introduction

L'anisotropie des sols est une caractéristique importante du comportement mécanique des sols en relation avec les ouvrages de génie civil. Elle est souvent observable dans le cas des sols surconsolidés ou déposés par couches lors du processus géologique de leur formation. Son existence est étroitement liée au mode de formation des sols (sédimentation, dépôts éoliens, remblaiement hydraulique dans le cas d'un dépôt artificiel,...etc.) et aux sollicitations auxquelles est soumis le sol durant l'histoire de son chargement. Dans le premier cas, elle est appelée anisotropie inhérente et dans le second cas, il s'agit d'une anisotropie induite.

On présente dans cette partie les résultats expérimentaux de l'étude réalisée sur le sable d'Hostun HN31 afin d'étudier à travers les ondes acoustiques l'influence du mode de préparation sur l'anisotropie des échantillons préparés avec les différents modes de fabrication ou de reconstitution. Pour rappel, les capteurs piézo-électriques sont installés dans les embases inférieure et supérieure de la cellule triaxiale modifiées pour recevoir ces capteurs, assurant la propagation des ondes dans le plan vertical (VH). D'autres capteurs sont installés sur le pourtour latéral de l'échantillon : ils garantissent la propagation d'onde dans le plan horizontal (HH et HV). On note que ces derniers capteurs sont fabriqués sous forme d'un T, permettant de mesurer des ondes de cisaillement dans les différentes directions sur le plan horizontal (Vhh et Vhv). Ce système de mesure des vitesses d'onde acoustique nous permet d'étudier l'anisotropie inhérente résultant des différentes méthodes de préparation ainsi que l'anisotropie induite résultant du mode de chargement.

1. 11. Anisotropie inhérente

Comme nous l'avons vu dans les parties précédentes, le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leurs états initiaux résultant du mode de fabrication de l'échantillon. Les indices d'anisotropie verticaux et horizontaux sont caractérisés respectivement par les rapports V_{vh}/V_{hv} et V_{hh}/V_{hv} . On dit qu'un matériau est anisotrope si ses propriétés physiques et mécaniques varient selon les directions (i.e. V_{vh}/V_{hv} et $V_{hh}/V_{hv} \neq 1$).

Le tableau 3 présente les résultats des mesures de vitesses d'onde de cisaillement après la phase de saturation des éprouvettes du sable, avant l'étape de cisaillement. Trois modes de dépôt ont été utilisés pour fabriquer les échantillons: le damage humide, la pluviation à sec et la pluviation sous eau. Le niveau de cette anisotropie dépend du mode de préparation. Bien que les échantillons aient le même indice de densité initial, les indices d'anisotropie ne sont pas identiques du fait que le mode de fabrication soit différent d'un échantillon à un autre. Ces résultats viennent confirmer ceux déjà trouvés par Arthur et Menzie (1972), Oda (1972), Nishio et Katsura (1994), Dafalias et al. (2004), Suzuki et Yanagisawa (2006).

Il est intéressant de noter que pour les échantillons préparés par le damage humide, les vitesses d'ondes de cisaillement dans les deux plans (HH) et (HV) sont légèrement différentes et que le rapport d'anisotropie est différent de 1. Les valeurs varient de 0,97 à 1,09 dans le plan vertical et de 0,97 à 1,07 dans le plan horizontal. Ceci implique que l'état initial de cet échantillon présente un certain degré d'anisotropie, qui est toutefois minimal. Des valeurs d'indices d'anisotropie variant de 1,26 à 1,36 ont été rapportées par Ng et al. (2003) sur les échantillons du tuf complètement décomposé. Les mêmes tendances de résultats ont été présentées par Ezaoui et al. (2009). On remarque que les anisotropies dans les deux plans sont pratiquement égales quelle que soit la méthode de fabrication d'éprouvette.

Concernant les échantillons préparés par la pluviation à sec et la pluviation sous eau, ils montrent un état initial plutôt isotrope: le rapport d'anisotropie est proche de 1, dans la barre d'erreur expérimentale (± 0.02).

En outre, les échantillons préparés par le damage humide présentent des vitesses d'onde de cisaillement plus faibles que celles des échantillons préparés par la pluviation à sec et la pluviation sous eau. Ce résultat est en accord avec les observations faites avec le microscope électronique à balayage (MEB) présentées par Benahmed, 2001; Benahmed et al. 2004 sur le sable lâche préparé par deux méthodes de reconstitution différentes, et qui montrent l'existence d'une structure avec des macropores et des agrégats lors de l'utilisation de la méthode de damage humide pour la préparation des échantillons. Ce type de structure au sens de l'arrangement granulaire a un effet significatif sur la propagation des ondes qui a pour conséquences de ralentir la propagation des ondes de cisaillement.

La structure obtenue en utilisant la pluviation à sec et la pluviation sous eau pour la reconstitution des échantillons est beaucoup plus régulière, avec un nombre élevé de contacts entre les particules. Dans ce cas, la propagation des ondes de cisaillement est plus rapide.

Numéro d'essai	Mode de préparation	Idc	Vitesse d'onde de cisaillement (m/s)			Vvh/Vhv	Vhh/Vhv
			Vhh	Vvh	Vhv		
E34	DH	0,07	194.34	199.89	194.34	1.03	1.06
E23	DH	0,09	203.40	*	190		1.07
E44	DH	0,16	187.70	205.25	187.70	1.09	1.07
E43	DH	0,31	207.81	200.55	207.81	0.97	0.97
E15	PS	0,06	214.1	*	210.7	*	1.02
E25	PS	0,08	213.21	*	217.37	*	0.98
E49	PS	0,22	204.19	197.06	204.71	0.96	1.00
E52	PS	0,35	205.28	203.02	208.22	0.98	0.99
E24	PE	0,08	218.50	*	220.40	*	0.99
E53	PE	0,17	205.30	199.05	204.28	0.97	1.00
E47	PE	0,25	*	202.82	210.80	0.96	1.00
48	PE	0,26	213.50	205	214.49	0.96	1.00

Tableau 3. Comparaison des mesures de Vitesse d'onde pour les différents modes de préparation d'éprouvettes.

1. 12. Anisotropie induite

L'objectif de cette partie d'étude est de suivre l'évolution de la microstructure vis-à-vis de l'anisotropie dans les matériaux granulaires durant le chargement. Nous montrons sur les figures 3.35, 3.36 et 3.37 des résultats obtenus lors des essais triaxiaux de compression non drainée réalisés à déformation contrôlée sur le sable d'Hostun HN31, lâche ($I_{dc}=0,31$ et $0,35$) consolidé sous 100 kPa. Nous présentons sur le même graphique la courbe contrainte-déformation, afin de mieux comprendre l'évolution de l'anisotropie durant le cisaillement. La présentation graphique de l'évolution de l'indice d'anisotropie verticale (V_{vh}/V_{hv}) et horizontale (V_{hh}/V_{hv}) en fonction de la déformation axiale de ces essais (i.e. durant le cisaillement) nous permet d'analyser plusieurs aspects intéressants.

Dans les figures 3.35.a, 3.36.a et 3.37.a on remarque une augmentation du coefficient d'anisotropie vertical (V_{vh}/V_{hv}) du début à la fin de l'essai. Ceci est dû à la partie déviatorique du tenseur de contrainte.

Nous présentons sur les figures 3.35.b, 3.36.b et 3.37.b l'évolution de l'indice d'anisotropie horizontal durant le cisaillement. Les différentes variations de l'indice d'anisotropie sont classées en deux paliers :

Dans le premier palier, on constate une augmentation rapide de l'indice d'anisotropie jusqu'à 1 à 2% de déformation axiale. Elle correspond à la perte importante de la résistance au cisaillement pour l'échantillon préparé par le damage humide. Cette évolution est due à un fort réarrangement des grains dans l'empilement granulaire.

Le second palier correspond à l'état ultime dans lequel l'échantillon continue à se déformer avec une résistance ultime de cisaillement. Les vitesses V_{hh} et V_{hv} dans cette zone ont une tendance à avoir une évolution similaire, et l'indice d'anisotropie se stabilise entre 0,8 et 0,9.

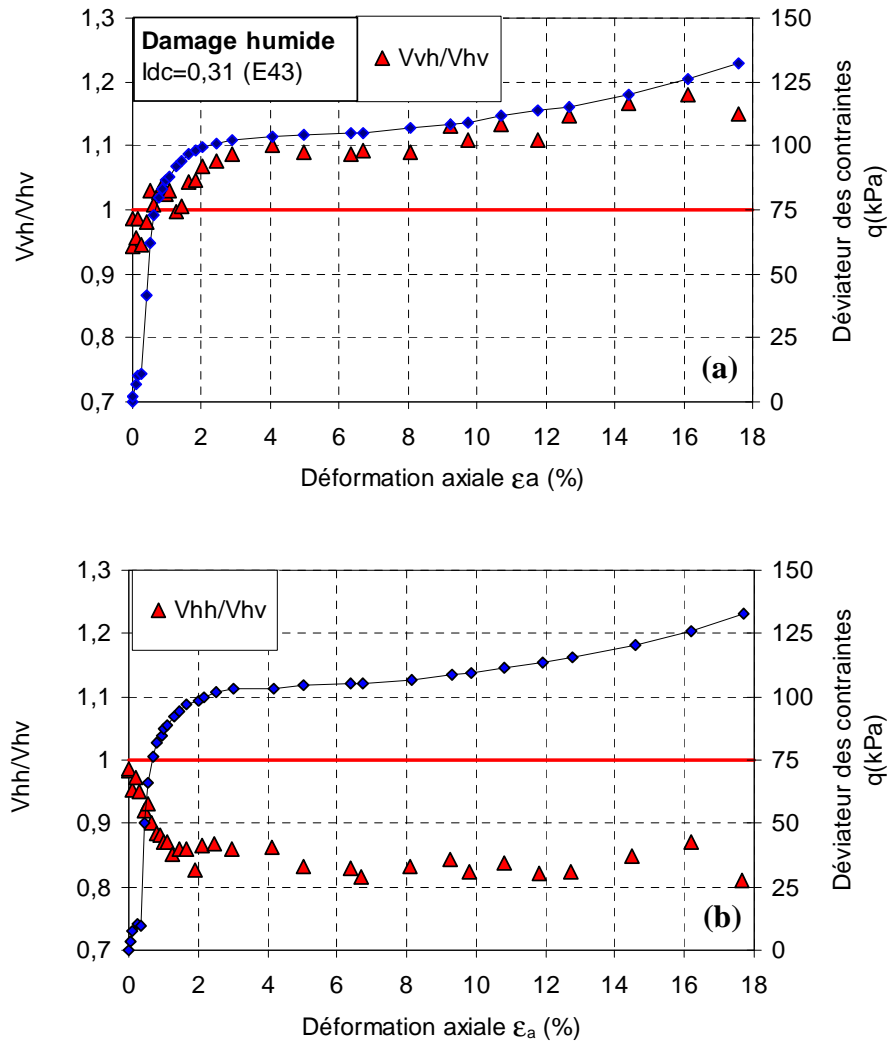


Figure 3.35. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement. Dans le plan : (a) Vertical ; (b) Horizontal.

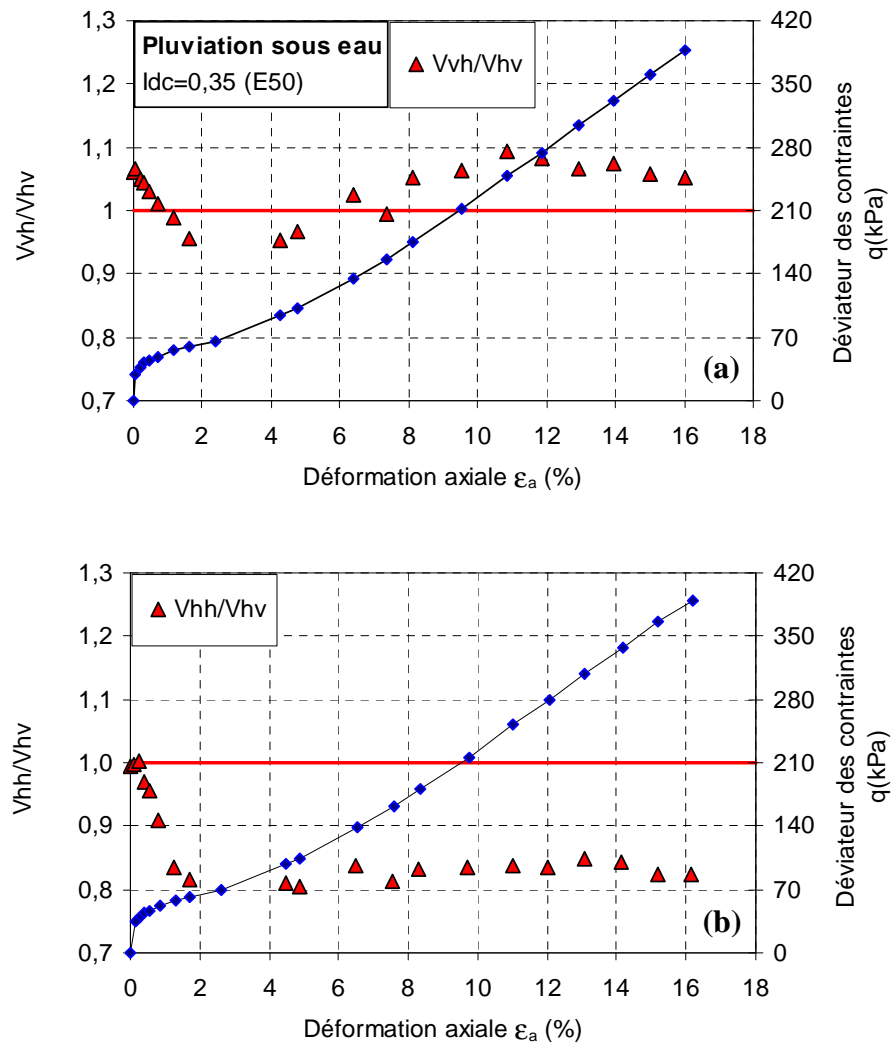


Figure 3.36. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement. Dans le plan : (a) Vertical ; (b) Horizontal.

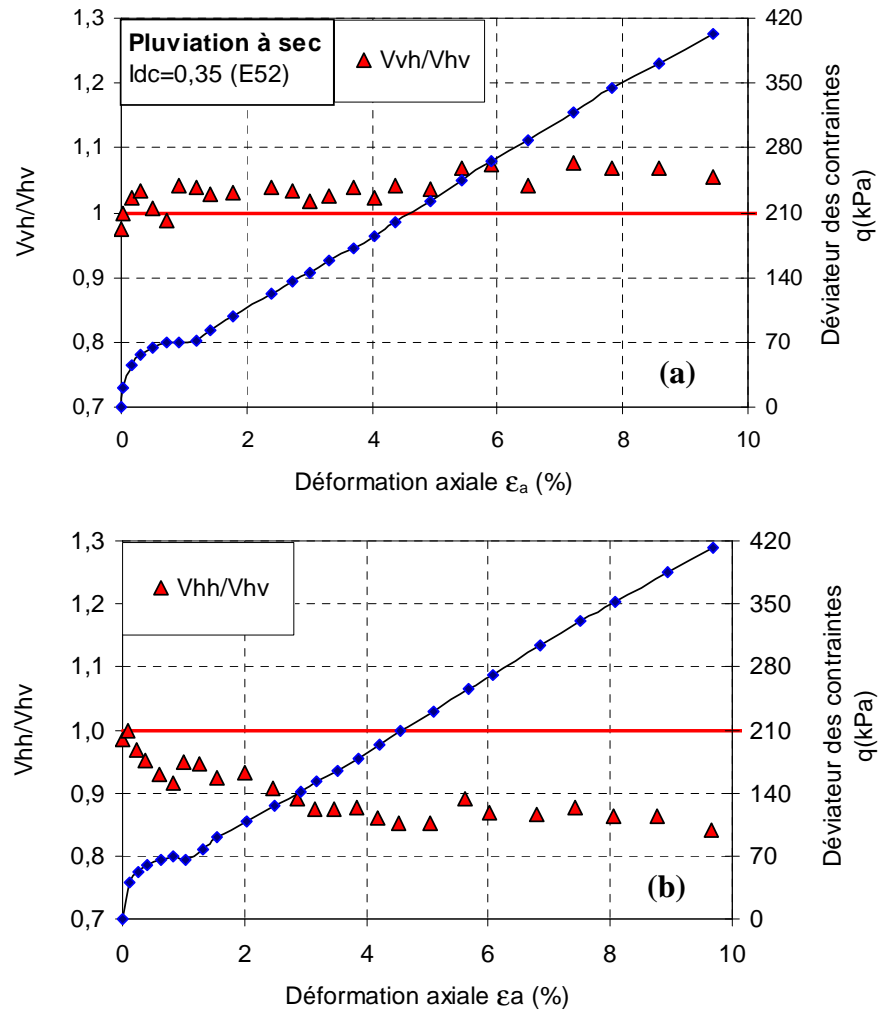


Figure 3.37. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement. Dans le plan : (a) Vertical ; (b) Horizontal.

1.13. Influence du mode de dépôt sur l'évolution de l'anisotrope durant le chargement.

Dans le but de présenter l'influence du mode de dépôt sur l'évolution de l'anisotropie dans les matériaux granulaires durant le chargement, nous avons réalisé trois essais triaxiaux de compression non drainés. Les éprouvettes d'indice de densité d'environ 0,24, ont été préparées par différents modes de préparation (damage humide, pluviation à sec et pluviation sous eau). L'évolution des rapports d'anisotropie verticale (V_{vh}/V_{hv}) et horizontale (V_{hh}/V_{hv}) en fonction de la déformation axiale de ces essais sont illustrés sur la figure 3.38.

Dans la figure 3.38.a (plan vertical), nous constatons une augmentation rapide de l'anisotropie verticale (V_{vh}/V_{hv}) en début d'essai jusqu'au pic de résistance pour les échantillons fabriqués par le damage humide et la pluviation à sec. Cependant, une faible augmentation voire un quasi stabilité de l'anisotropie verticale a été remarqué dans le cas de la pluviation sous eau. Au-delà de 2% de déformation axiale, les trois échantillons deviennent plus anisotrope jusqu'à 10% de déformation. Au-delà, une baisse progressive de l'indice d'anisotropie s'ensuit pour les échantillons fabriqués par damage humide et pluviation sous eau.

Dans le plan horizontal, une même tendance est observée pour tous les échantillons malgré les différentes structures induites par les différentes méthodes de reconstitution (Figure 3.38.b). Nous constatons clairement un changement de l'indice d'anisotropie qui est assez prononcé en début du cisaillement, et ce jusqu'à l'apparition du pic de résistance, et juste après le pic. Par ailleurs, les vitesses d'onde de cisaillement V_{hh} diminuent plus que les vitesses V_{hv} . Ceci pourrait être associé à la diminution de la contrainte effective horizontale.

A partir de 2 % de déformation axiale, l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement V_{hh} et V_{hv} présentent des évolutions similaires et l'indice d'anisotropie tend à se stabiliser lorsque l'état critique.

Il est à noter que malgré les différentes structures résultant du mode de dépôt, le taux d'anisotropie ne semble pas être affecté par ces différences et reste essentiellement constant autour de 0,85 à l'état critique.

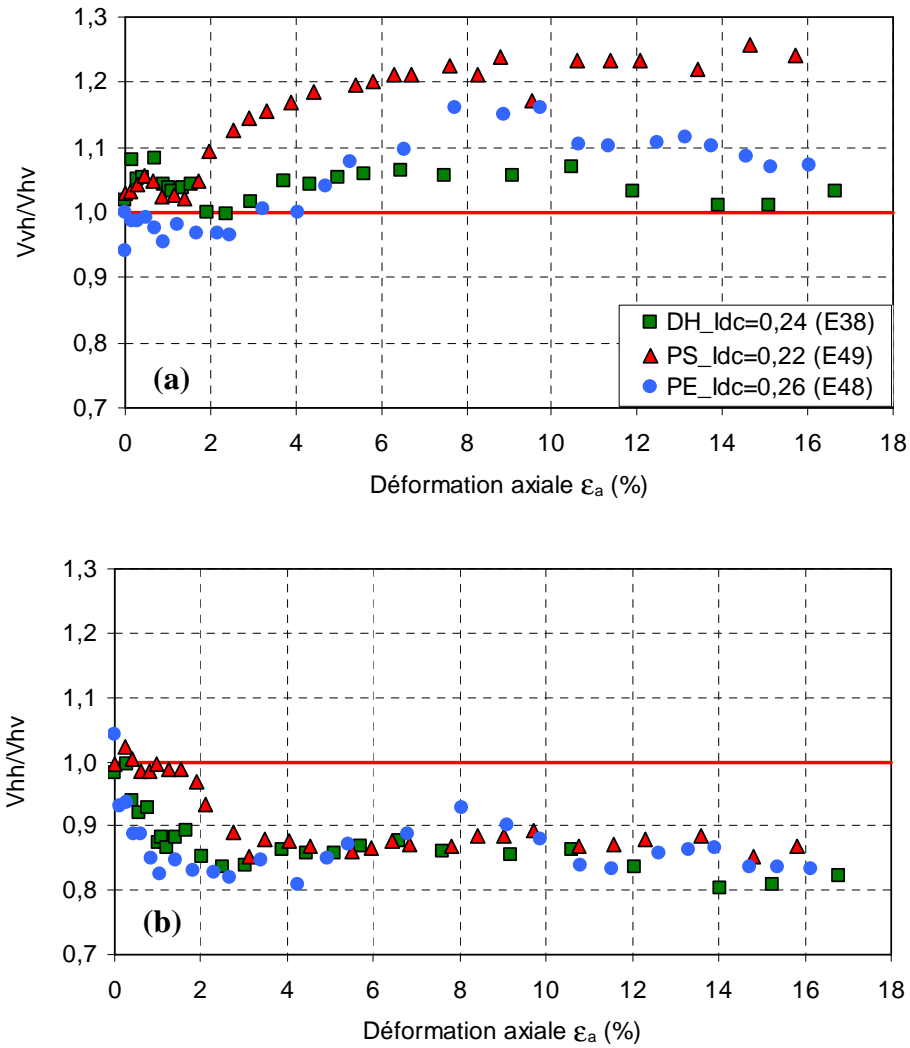


Figure 3.38. Effets du mode de dépôt sur l'évolution des indices d'anisotropie au cours de chargement.

1.14. Influence de la contrainte de consolidation sur le coefficient d'anisotropie

Nous avons vu dans la partie 3.9 de ce chapitre l'influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution de la microstructure à travers des mesures de propagation d'ondes de cisaillement, pour chaque mode de déposition: le damage humide, la pluviation à sec et la pluviation sous eau.

Dans le même contexte, nous présentons sur la figure 3.39, l'évolution de l'indice d'anisotropie verticale et horizontale de ces essais. Lorsque le niveau de consolidation passe de 100 kPa à 200 kPa, les échantillons perdent l'anisotropie induite par le mode de dépôt. Ceci s'explique par le réarrangement des grains dans l'empilement granulaire dû à l'augmentation de la contrainte de consolidation. Lorsque la contrainte de consolidation dépasse les 200 kPa, on constate une augmentation de l'anisotropie jusqu'à 400 kPa de contrainte de consolidation. Le rapport d'anisotropie est autour de 1,1. Des valeurs d'indices

d'anisotropie G_{hh}/G_{hv} variant de 1.1 à 1.36 ont été rapportées par Ng et al. (2003) sur des échantillon de Mazier et sur du tuf complètement décomposé. Au-delà de 400 kPa, on observe une diminution de l'anisotropie, l'échantillon devient presque isotrope et les vitesses V_{hh} et V_{hv} ont une tendance d'évolution similaire en grandes contraintes de consolidation. A ce niveau de consolidation les grains occupent presque la totalité des vides dus au glissement ou rotation des grains élémentaires les uns sur les autres.

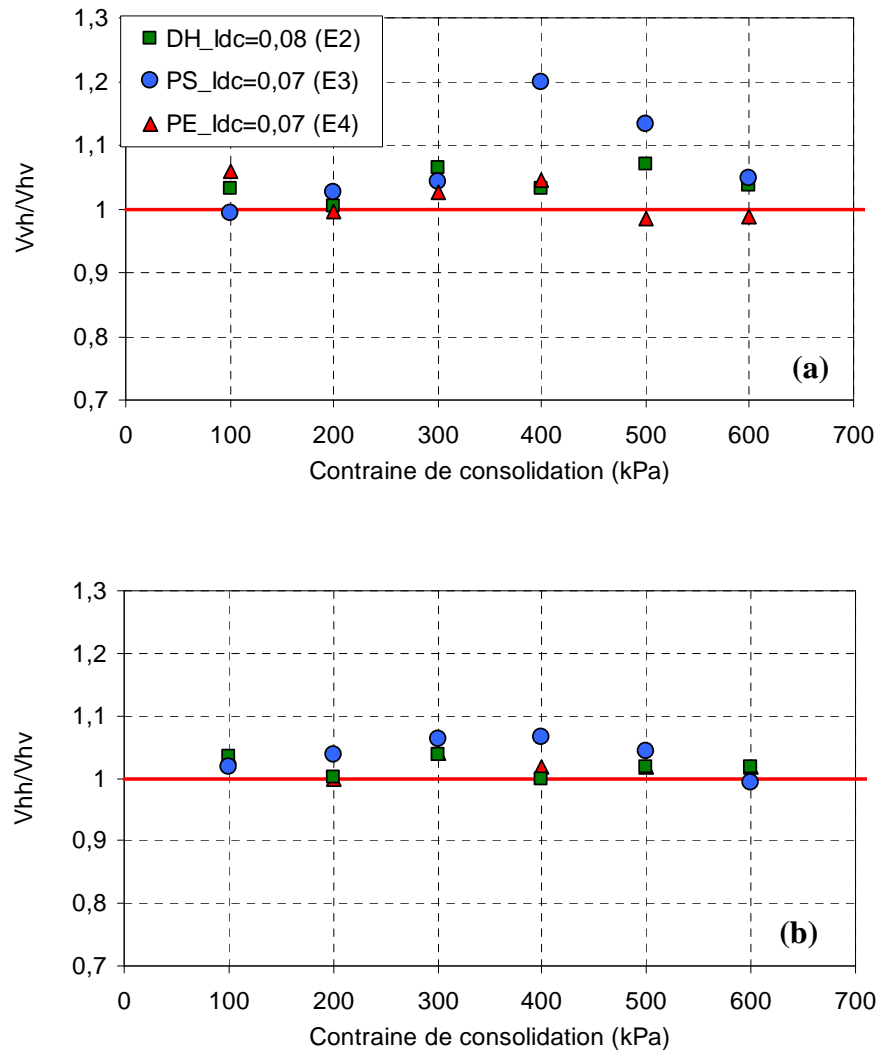


Figure 3.39. Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution de l'indice d'anisotropie pour différents modes de reconstitution d'éprouvettes.

1. 15. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude expérimentale détaillée des effets du mode de dépôt sur le comportement mécanique des matériaux granulaires vis-à-vis de leur instabilité à l'échelle globale et à l'échelle de la microstructure. Ceci est réalisé à travers des mesures de propagation d'ondes de cisaillement. Des essais triaxiaux monotones de compression en condition non drainée, réalisés sur du sable d'Hostun HN31 ont été présentés. Trois modes de préparation bien différenciés d'éprouvettes triaxiales, à savoir le damage humide, la pluviation à sec et la pluviation sous eau, ont été utilisés afin de mettre en évidence l'influence de nombreux paramètres prépondérants qui paraissent avoir une influence considérable sur la rhéologie des milieux granulaires tels que l'état initial, et le mode de déposition. Des mesures multidirectionnelles des vitesses d'onde de cisaillement (HH et HV) ont été réalisées avant et durant le cisaillement à travers des capteurs piézoélectriques (Bender éléments) fabriqués spécialement dans le cadre de notre travail. Dans la première partie, nous avons mis l'accent sur l'étude de l'état initial résultant des modes de préparation des éprouvettes. Nous avons pu caractériser l'influence de ces modes de mise en place du sable sur l'évolution de la microstructure durant le chargement à travers les mesures des ondes de cisaillement. Nous avons observé à travers des mesures d'ondes acoustiques un changement de la microstructure initiale en termes d'architecture granulaire de la microstructure et des contacts inter-particules induit par le chargement. Nous avons pu également, voir l'influence de la densité et de la contrainte de consolidation sur l'évolution les vitesses d'onde de cisaillement. Dans la seconde partie, le placement des capteurs piézoélectriques sur l'éprouvette, nous a permis d'avoir des mesures multidirectionnelles des ondes de cisaillement. Les résultats obtenus confirment l'existence d'une anisotropie initiale induite dans les matériaux granulaires. Il est intéressant de noter que le damage humide a présenté une anisotropie initiale plus grande que celle de la pluviation à sec et sous eau. Elle est moins marquante que l'anisotropie induite par le chargement. Une augmentation brutale de l'anisotropie est clairement montrée dans nos résultats au début de chargement, Le mécanisme s'explique par le fait qu'à ce stade de chargement, des réarrangements et un mouvement très important des grains se manifestent : ils sont dus au glissement ou rotation

des grains élémentaires les uns sur les autres. Ceci induit des structures granulaires différentes au sens de l'empilement granulaire. Les résultats obtenus viennent confirmer et enrichir les observations faites avec le microscope électronique à balayage (MEB) par Benahmed (2001) et Benahmed et al. (2004) sur le sable lâche préparé par deux méthodes de reconstitution différentes : le damage humide et la pluviation à sec.

Conclusion Générale et Perspectives

Cette étude expérimentale se situe dans le contexte de recherches concernant l'influence du mode de dépôt sur le comportement mécanique des matériaux granulaires, notamment vis-à-vis de l'instabilité de liquéfaction. L'analyse bibliographique, montre qu'un grand nombre de données expérimentales existantes concernent les argiles. Peu d'études en laboratoire ont été menées sur les sables. Celles-ci sont encore parcellaires, et plusieurs points restent encore mal expliqués. L'état initial des échantillons représente un paramètre clé du comportement des sols. La densité initiale à elle seule ne suffit pas à caractériser l'état initial. Pour une même densité initiale, la microstructure joue un rôle important sur l'initiation de l'instabilité dans les matériaux granulaires.

Dans le cadre de cette thèse, nous avons utilisé une technique récente basée sur la propagation d'ondes acoustiques par Bender Extender Elements. La mesure des vitesses d'ondes ultrasonores fournit une méthode d'investigation non destructive, le passage de ces ondes ne provoquant en effet aucune modification des contacts entre les grains. Cependant, cette technique est encore très peu utilisée dans les sables étant donné la difficulté qu'engendre l'installation de ces capteurs sur les éprouvettes d'essais.

Une bonne partie du travail expérimental réalisé dans le cadre de cette thèse a porté sur la conception des capteurs Bender éléments en fonction des besoins qui ont été identifiés en termes de mesures et également de maniabilité et d'adaptation au dispositif triaxial. Ces capteurs ont été placés sur les embases inférieure et supérieure de la cellule triaxiale et sur le pourtour latéral de l'éprouvette d'essai dans différentes directions. La mise en place des capteurs piézoélectriques sur l'éprouvette a représenté l'étape la plus délicate de notre travail qui a nécessité beaucoup de technicité de précaution.

Le programme expérimental s'est appuyé sur trois modes de fabrication bien différenciés d'éprouvettes triaxiales du sable d'Hostun HN31 : le damage humide, la pluviation à sec et la pluviation sous eau. Nous avons mis en évidence, à travers les mesures de vitesses d'ondes acoustiques, l'influence du mode de fabrication sur le comportement mécanique du sable. Avec les mêmes conditions initiales en termes d'indice des vides (indice de densité), et de contrainte de confinement, nous avons observé un comportement très différent selon les trois modes de préparation, et enregistré des valeurs de vitesses d'onde de cisaillement différentes d'un mode de déposition à un autre, mais en cohérence avec le comportement mécanique global observé. Ceci confirme que la connaissance de l'état initial au sens microstructural est primordiale. En effet, la méthode de mise en place de l'échantillon définit sa structure interne qui a une influence prépondérante sur son comportement.

La loi d'Hertz, dans les matériaux granulaires, indique que la vitesse de propagation des ondes est proportionnelle à la contrainte effective avec un exposant de l'ordre de $1/6$. Dans notre cas, elle n'est vérifiée que lorsque le matériau présente un comportement à caractère entièrement contractant, ce qui est le cas du damage humide avec des indices de densité très faibles. L'exposant est différent dans le cas où le sol présente un caractère dilatant. La vitesse de propagation d'onde dans les matériaux granulaires dépend donc d'une autre grandeur matérielle, influencée non seulement par la densité relative, mais aussi par l'arrangement des grains, c'est-à-dire par la microstructure.

En ce qui concerne, l'anisotropie, le matériau préparé par damage humide présente un certain degré d'anisotropie initiale qui est toutefois minimal. A contrario, les méthodes de déposition par pluviation à sec et par pluviation sous eau induisent des structures initiales plus isotropes.

En outre, nous avons remarqué que l'anisotropie initiale est toujours moins importante que l'anisotropie induite par le chargement. Nous avons pu suivre l'évolution de cette dernière durant toute la phase de cisaillement. Il en ressort que l'évolution de l'anisotropie induite est plus importante en début d'essai, c'est-à-dire, en début de chargement. Ceci est probablement dû à une première phase importante d'arrangement et d'organisation structurale des particules de sable, qui affectent directement la distribution des contacts inter granulaires provoqués par le cisaillement.

A l'issue de ce travail de thèse, nous avons identifié plusieurs pistes de recherche qu'il serait intéressant de traiter et d'approfondir et qui apparaissent comme autant de perspectives de prolongation de ce travail :

- Introduire un autre paramètre qui serait « la forme des grains », en réalisant d'autres essais sur un sable d'une morphologie arrondie, par exemple le sable de Fontainebleau.
- Réaliser des observations au microscope électronique à balayage (MEB) sur des échantillons préparés par la pluviation sous eau, afin de compléter les résultats obtenus par Benahmed (2004) d'une part, et de vérifier l'organisation granulaire qui, à priori, est régulière et de même structure que celle obtenue par la pluviation à sec si on se réfère au comportement mécanique obtenus avec ces des deux modes de dépôt, d'autre part.
- Utiliser des moyens de mesures beaucoup plus précis tels que les capteurs de mesure de déformation submersibles de type LVDT dont la précision est très grande (déformations inférieures à 10^{-5}).
- Voir l'influence du degré de saturation sur l'évolution des vitesses de cisaillements.

- Réaliser des essais triaxiaux sur du sable, en utilisant un lubrifiant (des essais similaires ont été réalisés par des chercheurs sur les billes de verre. En effet, en ajoutant un lubrifiant, on diminue le seuil de glissement, ce qui implique une augmentation de la surface de contact et le nombre moyen de contacts.
- Vérifier l'existence des effets du temps et de la vitesse de chargement sur les comportements du sable, en utilisant les ondes acoustiques, pour chaque mode de préparation.

BIBLIOGRAPHIE

- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G.A., & Chameau, J.L., (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 10, pp.1089-1108.
- Arroyo, M., Muir Wood, D., Greening, P.D., Medina, L., & Rio, J., (2006). Effects of sample size on bender-based axial G0 measurements. *Géotechnique*, Vol. 56, No. 1, pp. 39 - 52.
- Arthur, J.R.F., & Menzie, B.K., (1972). Inherent anisotropy in a sand. *Géotechnique*, Vol. 22 (1):115–128.
- Been, K., & Jefferies, M.G., (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, Vol. 35, No. 2, pp. 99-112.
- Been, K., & Jefferies, M.G., (1985). A state parameter for sands. Reply. *Géotechnique*, Vol. 35, No. 3, pp. 127-132.
- Been, K., Jefferies, M.G., & Hachey, J., (1991). The critical state of sands. *Géotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp. 365-381.
- Been, K., Jefferies, M.G., & Hachey, J., (1991). The critical state of sands. Reply. *Géotechnique* 42, No. 4, pp. 658-660.
- Belotti, R., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D., and O'Neill, D.A. (1996). Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand. *Géotechnique*, Vol. 46, No. 1, 115-131.
- Benahmed, N. (2001). Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : Application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Bourgeois, C., (1997). Module de cisaillement à petites déformations des argiles Champlain. Thèse de doctorat de l'université de Laval.
- Brignoli, E.G.M., Gotti, M. & Stokoe, K. H., (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.19, No 4, p. 384-397.
- Canou, J., (1989). Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Canou, J., Bahloul, A., El hachem, M., & Kattan, A., (1991). Etude des propriétés de liquéfaction statique du sable d'Hostun. Rapport Scientifique GRECO Géo matériaux.
- Canou, J., Benahmed, N., Dupla, J.C., & De Gennar, V., (2002). Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. Conférence ENPC du 5 au 7 septembre (2000). *Revue française de géotechnique* N 98.

- Canou, J., El hachem, M. & Kattan, A., (1990). Propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche. 25° Colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble.
- Castro J., (1969). Liquefaction of sands. Ph.D. Thesis, Harvard Soil Mechanics Series n°81, Harvard University, Cambridge, MA, 112 p.
- Cavarretta, I., (2009). The influence of particle characteristics on the engineering behaviour of granular materials. Thèse de doctorat au Department of Civil and Environmental Engineering Imperial College London.
- Chakraborty, P., Radu, P., & Ryan, P., (2011). Liquefaction of Heterogeneous Sand: Centrifuge Study Geotechnical Testing Journal, Vol. 33, No. 4.
- Chaley, R., & Mulilis, J.P., (1978) .Suggested Method for Soil Specimen Remolding by Wet- Raining. Geotechnical testing journal, pp. 107-108.
- Chang, N., Heymann, G., & Clyton, C., (2011). The effect of fabric on the behaviour of gold tailings. Géotechnique, Vol. 61, No. 3, pp. 187–197.
- Ching, S.C., & Zhen-Yu, Y., (2010). Modeling Stress-Dilatancy for Sand under Compression and Extension Loading Conditions. Journal of engineering mechanics, Vol. 136, No. 6, pp. 777-786.
- Chu, J., & Leong, W., (2003). Recent progress in experimental studies on instability of granular soil. ISBN 90 5809 5630.
- Chu, J., Leroueil, S., & Leong, W.K., (2003). Unstable behaviour of sand and its implication for slope instability. Can. Geotech, J. 40, pp. 873 – 885.
- Clayton, C.R.I., Theron, M., & Best, A.I. (2004). The measurement of vertical shear-wave velocity using side-mounted bender elements in the triaxial apparatus. Géotechnique, Vol. 54, No. 7, pp. 495-498.
- Collins, K., & McGown, A., (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils Géotechnique 24, No. 2, 223-254.
- Coste, C., & Gilles, B., (1999). On the validity of Hertz contact law for granular material acoustics” European Physical Journal B, Vol. 7, Issue 1, 1 January 1999, pp. 155-168.
- Curie, P., (1921). La radiologie et la guerre, livre de librairie Félix Alcan.
- Dafalias, Y. F., Papadimitriou, A. G., & Li, X. S., (2004). Sand plasticity model accounting for inherent fabric anisotropy. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 130, No. 11, pp. 1319 - 1333.
- Daouadji, A., Darve, F., Zeghloul, A., Algali, H., (2007). Sur la liquéfaction statique des sables lâches 18ème Congrès Français de Mécanique.
- De Alba, P., Baldwin, K., & Janoo, V., (1984). Elastic-wave velocities and liquefaction potential. Geotechnical Testing Journal, ASTM 7:2, 77-87.
- De Gregorio, V.B., (1990). Loading systems, sample preparation, and liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 5, pp. 805 - 821.

- Della, N., Arab, A. and Belkhatir, M., (2011).** Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of loose granular soil under static loading *Acta Mech. Sin.* 27(5): pp. 796–802.
- Desrues, J., & Georgopoulos, I.O., (2006).** An investigation of diffuse failure modes in undrained triaxial tests on loose sand, *Soils and Foundations*, 46(5), pp. 585 - 594.
- Desrues, J., (2004).** Tracking Strain Localization in Geomaterials Using Computerized Tomography, in: *X-ray CT for Geomaterials*, Otani, J. and Obara, Yuzo Ed., Balkema, pp. 15-41.
- Desrues, J., Mokini, M., & Mazerolle, F., (1991).** Tomodensitométrie et la localisation sur les sables. 10th E.C.S.M.F.E., Florence, Balkema eds, pp. 61-64.
- Di Prisco, C., Mاتيotti, R., & Nova, R., (1995).** Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. *Geotechnique* 45, No. 3, pp. 479-496.
- Doan, T.H., (2006).** Comportement élastique et visqueux des sables en petites et moyennes déformations: essais sur éprouvette cylindrique creuse et modélisation. Thèse de doctorat. ENTPE.
- Doanh, T., Ibraim, E., & Mاتيotti, R., (1997).** Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. part 1: experimental observations. *Mechanics of cohesive-frictional materials*. vol. 2, pp. 47-70.
- Duttine, A. (2005).** Comportement des sables et des mélanges sable/argile sous sollicitation statique et dynamique. Thèse de doctorat. ENTPE.
- Dyvik, R., & Madshus, C., (1985).** Lab measurements of G_{max} using bender Elements. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*. Khosla, ASCE, New York, 186-196.
- Dyvik, R., & Olsen, T.S., (1989).** G_{max} measured in oedometer and DSS tests using bender elements. G_{max} measured in oedometer and DSS tests using bender elements”, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundations, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp.39-42.
- El Bied, A., Sulem, J., & Martineau, F., (2002).** Microstructure of shear zones in Fontainebleau sandstone *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 39, 917-932.
- Estelle, D.R., Maigrea, I.D., Cabrillaca, R., & Gouvenot, D., (2004).** Shear modulus and damping ratio of grouted sand, *Gouvenotb, Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24, pp. 461 - 471.
- Ezaoui, A., & Di Benedetto, H., (2009).** Experimental measurements of the global anisotropic elastic behaviour of dry Hostun sand during triaxial tests, and effect of sample preparation. *Géotechnique* 59, No. 7, pp. 621–635.
- Fam, M., & Santamarina, C., (1995).** Study of geoprocesses with complementary mechanical and electromagnetic wave measurements in an oedometer. *ASTM geotechnical testing journal*. Vol. 18, No3, pp. 307-314
- Fing, Z., & Dubujet, Ph., (2006).** Undrained anisotropy of Hostun RF loose sand: new experimental investigations. *Can. Geotech, J.* 43, pp. 1195–1212.
- Finge, Z., (2004).** Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes Thèse de doctorat de INSA Lyon, France.

- Finn, W.D.L., & Vaid, Y.P., (1977).** Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests Proceeding of 6th world conference on earthquake engineering, Vol. III, pp. 2157-2162.
- Fioravante, V., & Capoferri, R., (2001).** On the Use of Multi-directional Piezoelectric Transducers in Triaxial Testing. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 24, No. 3, September 2001, pp. 243–255.
- Fioravante, V., (2000).** Anisotropy of small strain stiffness of ticino and kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing. *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 4, pp. 129-142.
- Flavigny, E., Desrues, J., & Palayer, B., (1990).** Note technique du sable d'Hostun RF. *Revue Française de Géotechnique*, No. 53, pp. 67-70.
- Fortin, J., (2005).** Compaction homogène et compaction localisée des roches poreuses Etude expérimentale et théorique. Thèse de doctorat, Université de Paris 6.
- Fortin, J., Schubne, A., & Guéguen, Y., (2005).** Elastic wave velocities and permeability evolution during compaction of Bleurswiller sandstone.
- Francis, R., (1997).** Etude du comportement mécanique des micro-pieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 383 pages.
- Gajo, A., & Piffer, L., (1999).** The effects of preloading history on the undrained behaviour of saturated loose sand. *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 6, pp. 43-54.
- Gay, O., Boutonnier, L., Flavigny, E., & Foray, P., (2003).** Laboratory characterization of Hostun RF sand at very low confining stresses.
- Geoffrey, H., Dibenedetto, H., Duttine, A., & Sauzéat, C., (2003).** Dynamic and cyclic loadings on sands : results and modelling for general stress-strain conditions. *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Eds Swet & Zeitlinger, Lisse, p. 353-364.
- Goddard, J. D., (1990).** Non linear elasticity and pressure dependant wave speeds in granular media *Proceedings : Mathematical and Physical Sciences*, Vol. 430, art n° 1878, pp. 105-131.
- Greening, P.D., & Nash, D.F.T., (2004).** Frequency domain determination of G₀ using bender elements. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27,N. 3, pp. 288-294.
- Greening, P.D., Nash, D.F., Benahmed, N., Ferreira, C., & Viana da Fonseca, A., (2003).** Comparison of shear wave velocity measurements in different materials using time and frequency domain techniques. *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Di Benedetto et al., pp.381-386.
- Hammad, W., (1991).** Modélisation non linéaire et étude expérimentale de la localisation dans les sables. Thèse de l'Université J. Fourier de Grenoble.
- Hardin, B. O. & Blandford, G.E. (1989).** Elasticity of particulate materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 6.
- Hardin, B. O., & Dmevich, V.P., (1972).** Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *SoilMech. andFound. Engrg. Div., ASCE*, 98(7), pp. 667-692.

- Hardin, B.O.**, (1978). The nature of stress-strain behavior of soils, Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Pasadena, California, Vol. 1, pp. 3-89.
- Hattab, M., Bouziri, S., & Fleureau, J.M.**, (2010). Évolution de la microtexture d'une matrice kaolinitique sur chemin triaxial axisymétrique. *Can. Geotech, J.* Vol. 47, No. 1, pp. 34-48.
- HAzen, A.**, (1920). Hydraulic fill dams. *ASCE transactions*, Vol. 83, pp. 1713-1745.
- Hill. R.**, (1958). A general theory of uniqueness and stability in elastic plastic solids. *J. of Mech. and Phys. Of Solids*, Vol. 6, pp. 236-249.
- Høeg, K., Dyvik, R., & Sandbækken, G.**, (2000). Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 7, pp. 606-617.
- Ibrahim, E.**, (1998). Différents aspects du comportement des sables à partir d'essais triaxiaux: des petites déformations à la liquéfaction statique. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, France, 278 p.
- Ibrahim, E., & Kagawa. T.**, (1991). Microscopic Measurement Causing Liquefaction of Sand Fabric from Cyclic Tests. *Geotechnical Testing Journal (GTJ)*, Vol. 14, No. 4, pp 371- 382.
- Ishihara, K.**, (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* 43, No. 4, pp. 351-415.
- Ishihara, K.**, (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Livre, Oxford, Clarendon Press.
- Jamiolkowski, M., & Lo Presti, D.C.F.**, (1994). Validity of in situ tests related to real behaviour. 13-Conf Soils Mechanics and Foundations Eng, New Delhi, Vol.5, 51-55.
- Jang, D.J., and Frost, J.**, (2000). Use of image analysis to study the microstructure of a failed sand specimen. *Can. Geotech, J.* 37, pp.1141-1149.
- Jardine, R.J.**, (2011). Characterization of mudrocks: A practical application of advanced laboratory testing *Appl Phys and Eng*, 12(1). pp. 1-14.
- Jia, X., & Mills, P.**, (2001). Sound Propagation in dense granular materials. *Powders and Grains*. Rotterdam, Balkema, pp. 105–112.
- Jia, X.**, (2000). Ultrasound propagation in disordered granular media. *Mat.res.soc.Symp*, Vol. 627, pp. BB3.5.1- BB3.5.6.
- Jia, X., Caroli, C., & Velicky, B.**, (1999). Ultrasound propagation in externally stressed granular media. *Physical Review Letters* 82, 9, pp. 1863-1866.
- Jovičić, V., Coop, M.R., & Simic, M.**, (1996). Objective criteria for determining Gmax from bender element tests. *Géotechnique*, Vol. 46, N° 2, pp. 357-362.
- Kagawa, T.**, (1992). Moduli and damping factors of soft marine clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 9, pp. 1360-1375.
- Kawagochi, T., Mitachi, T., Shibuya, S., & Sano, Y.**, (2001). Evaluation of elastic shear modulus G in laboratory bender element test. *Gakkai Ronbunshu*, No. 694, pp.195-207.
- Kolbuszewski, J.J.**, (1948-a). An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands. *Proceeding 2nd ICSMFE*, Vol.1, pp. 158-165.
- Kolbuszewski, J.J.**, (1948-b). General investigations of the fundamental factors controlling loose packing of sands. *Proceeding 2nd ICSMFE*, Vol.7, pp. 47-49.

- Konrad, J.K.**, (1990a). Minimum undrained strength of two sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 6, pp. 932-947.
- Konrad, J.K.**, (1990b). Minimum undrained strength versus steady - state strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 6, pp. 948-963.
- Konrad, J.M., Flavigny, E., & Meghachou, M.**, (1991). Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche. *Revue Française de Geotechnique*, No. 54, pp. 53-63.
- Koutsoftas, D.C., & Fischer, J.A.**, (1980). Dynamic properties of two marine clays. *Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 106(6), pp. 645-657.
- Kramer, S.L., & Seed, H.B.**, (1988). Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 4, pp. 412-430.
- Kurbis, R.H., & Vaid, Y.P.**, (1988). Sand sample preparation, the slurry deposition method. *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 4, pp. 107-118.
- Kurukulasuriya, L.C., Oda, M., & Kasama, H.**, (1999). Anisotropy of undrained shear strength of an over-consolidated soil by triaxial and plane strain tests. *The Japanese Geotechnical Society Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 1, pp.21-29.
- Ladd, R.**, (1977). Specimen preparation and cyclic stability of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No. GT6, pp. 535-547.
- Ladd, R.**, (1978). Preparing Test Specimens Using Undercompaction, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 1, No. 1, pp. 16-23.
- Lade, P.V., & Yamamuro, J.A.**, (1997). Effects of non plastic fines on static liquefaction of sand. *Canadian. Geotechnical Journal*, No 34, pp. 918-926.
- Lade, P.V., & Yamamuro, J.A.**, (2011). Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes. *Can. Geotech, J.* 48: 247–264
- Lade, P.V.**, (1993). Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Canadian Geotechnical, J.* 30, pp. 895-904.
- Lade, P.V.**, (2002). Instability, shear banding, and failure in granular materials. *International Journal of Solides and Structures*, 39-3337-3357.
- Lade, P.V., Liggio, C.D., & Yamamuro, J.A.**, (1998). Effects of non plastic fines on minimum and maximum void ratios of sands », *Geotechnical Testing*, Vol. 21, No. 4.
- Lagioia, R., Sanzeni, A., & Colleselli, F.**, (2006). Air, water and vacuum pluviation of sand specimens for the triaxial apparatus. *Soil and foundation* 46(1), 61-67.
- Lawrence, F.V.**, (1963). Propagation of ultrasonic waves through sand. *Research Report R63-8*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Lawrence, F.V.**, (1965). Ultrasonic shear wave velocity in sand and clay. *Research Report R65- 05*, Soil Publication No. 175, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Lee, J.S., & Santamarina, C.**, (2005). Bender elements: performance and signal interpretation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. ASCE, 1063-1070.
- Lee, K.L.**, (1965). Triaxial compressive strength of saturated sand under seismic loading conditions. *Ph.D. thesis*, University of California, Berkeley, Calif.

- Leong, E.C., Cahyadi, J., & Rahardjo, H., (2009).** Measuring shear and compression wave velocities of soil using bender-extender elements. *Canadian Geotechnical Testing Journal*, Vol. 46, pp. 792-812.
- Levacher, D., Garnier, J., & Chambon, P., (1994).** Reconstitution d'éprouvettes de sable. Appareils de pluviation. *Revue Française de Géotechnique* No. 68, pp. 49-56.
- Lings, M.L., & Greening, P.D., (2001).** A novel Bender/extender element for soil testing. *Geotechnique*, vol. 51, No.8, pp 713-717.
- Luong, M.P., (1978).** État caractéristique du sol. C. R. Académie des Sciences, Paris, N° 287 B,
- Matiotti, R., Ibrahim, E., & Doanh, T., (1996).** Comportement non drainé du sable Hostun RF très lâche en consolidation anisotrope. *Revue Française de Géotechnique*, No. 75, pp. 35-46.
- Miksic, A., (2008).** Étude des propriétés mécaniques et acoustiques d'un milieu granulaire sous chargements cycliques. Thèse de doctorat, Université de Marne La Vallée.
- Miura, S., & Toki, S., (1982).** A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. *Soils and Foundations* 22, No. 1, pp.61 - 77.
- Miura, S., Toki, S., & Tanizawa, F., (1984).** Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behaviours of anisotropic sand. *Soils and Foundations*, Vol.24, No.2, pp.58 – 74.
- Mohkam, M., (1983).** Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques. Thèse de Doctorat de l'Université Scientifique et Médicale, Grenoble, 231 p.
- Mohsin, A.K., & Airey, D.W., (2003).** Automating Gmax measurement in triaxial tests. *Deformation characteristics of Geomaterials*, Di Benedetto et al., pp. 73 - 80.
- Monkul, M.M., (2010).** Influence of Silt Size and Content on Static Liquefaction Potential of Sand; Thèse de doctorat de la faculty of engineering and architecture department of civil engineering.
- Moroto, N., (1973).** Anisotropy and stress distribution in sand. *Proc. of Jsce*, No. 212, APRIL, 1973, pp. 121-129.
- Mulilis, J.P., Seed, H.B., & Arulanandan, K., (1977).** Effects of Sample Preparation on Sand liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No. 2, pp. 91-108.
- Mulmi, S., Sato, T., Kuwano, R., & Kenkyu, S., (2008).** Performance of Plate Type Piezo-ceramic Transducers for Elastic Wave Measurements in Laboratory Soil Specimens 60, 565-569.
- Nemat, S., and Okada, N., (2001).** Radiographic and microscopic observation of shear bands in granular materials *Géotechnique*, Volume: 51, Issue: 9, pp. 753-765.
- Ng, W.W., Leung, H.Y., & Lau, C.K., (2003).** Inherent anisotropic stiffness of weathered geomaterial and its influence on ground deformations around deep excavations. *Can. Geotech. J.* 41: 12–24.
- Nishio, S., & Katsura, Y., (1994).** Shear wave anisotropy in Edogawa Pleistocene deposit, Pre-failure Deformation of Geomaterials 1, IS-Hokkaido, Balkema: 169-174.
- Oda, M., & Kazama, H., (1998).** Microstructure of shear bands and its relation to the mechanisms of dilatancy and failure of dense granular soils. *Geotechnique*. 48, No. 4, 465-481.

- Oda, M.**, (1972). Initial fabrics and their relations to mechanical proprieties of granular material. *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 1, pp. 17-36.
- Oda, M.**, Takemura, T., & Takahashi, M., (2004). Microstructure in shear band observed by microfocus X-ray computed tomography. *Géotechnique* 54, No. 8, 539-542.
- Ohta, H.**, & Nishihara, A., (1985). Anisotropy of undrained shear strength of an over-consolidated soil by triaxial and plane strain tests. *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 2, pp. 73-86.
- Omarov, M.**, (2010). Liquefaction potential and post- liquefaction settlement of saturated clean sands; and effect of geofiber reinforcement, Master de l'université Alaska Fairbanks, 196 p.
- Pennington, D.S.**, (1999). The anisotropic small strain stiffness of Cambridge Gault clay. Thèse de doctorat de l'université de Bristol.
- Pennington, D.S.**, Nash F.T., & Lings, L., (1997). Anisotropy of G₀ shear stiffness in Gault Clay *Geotechnique* 47, No. 3, pp. 391-398.
- Pennington, D.S.**, Nash F.T., & Lings, L., (2001). Horizontally Mounted Bender Elements for Measuring Anisotropic Shear Moduli in Triaxial Clay Specimens, *Geotechnical testing journal*, Vol. 24, No. 2, p. 133-144.
- Polito, C.P.**, & Martin, J.R., (2001). Effects of non plastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 107, No. 5, 2001, pp. 553-562.
- Polito, C.P.**, (1999). Effects of non plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils. Thèse de doctorat de Faculty of the Virginia Polytechnic institute. pp. 305-307.
- Rad, N.S.**, & Tumay, M.T., (1987). Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 10, No. 1, pp. 31-37.
- Reza Imam, S.M.**, Morgenstern, N.R., Robertson, P.K., & Chan D.H., (2005). A critical-state constitutive model for liquefiable sand *Can. Geotech, J.* 42: 830–855.
- Rio, J.**, (2006). Advances in laboratory geophysics using Bender Elements. Thèse de doctorat, de l'université College London.
- Roesler, S.K.**, (1979). Anisotropic Shear Modulus due to Stress Anisotropy. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. GT7, pp. 871-880.
- Roscoe, K.H.**, Schofield, A.N., & Wroth, C.A., (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique* 8, No. 1, pp. 22-53.
- Roux, J.**, Emam, S., sharifipour, M., & Dano C., (2007). Géométrie et propriétés élastiques des matériaux granulaires. 18ème congrès français de Mécanique.
- Saada, A.S.**, & Macky, T.A., (1985). Integrated testing and properties of Gulf of Mexico clay. Strength testing of marine sediments: laboratory and in-situ measurements, ASTM STP 883, ASTM, Philadelphia, pp. 363-380.
- Sadek, T.**, (2006). The multiaxial behaviour and elastic stiffness of hostun sand. Thèse de doctorat de l'université de Bristol.
- Sanchez S.I.**, Roesset, J.M., & Stokoe, K.H., (1986). Analytical studies of body wave propagation and attenuation. Report GR86-15, Civil Engineering Department, University of Texas.

- Sauzeat, C., (2003). Comportement du sable dans le domaine des petites et moyennes déformations : rotations d'axes et effets visqueux. Thèse de doctorat, ENTPE.
- Schubnel, A., J., Fortin, L., Burlini, & Y., Guéguen (2005). Damage and elastic recovery of calcite-rich rocks deformed in the cataclastic regime. *Geol. Soc. of London*, 245, pp. 203-221.
- Schubnel, A., Thompson, B.D., Fortin, J., Guéguen, Y., & Young, R.P., (2007). Fluid-induced rupture experiment on Fontainebleau sandstone: premonitory activity, rupture propagation and aftershocks. *Geophys. Res. Letters*, 34, L1930
- Schultheiss, P.-J., (1981). Simultaneous measurement of P and S wave velocities during conventional laboratory soil testing procedures. *Marine geotechnology*, pp. 343- 367.
- Sharifipour, M., (2006). Analyse de la propagation des ondes dans les matériaux granulaires par la technique des « Bender extender éléments ». XXIVèmes Rencontres universitaire de Génie Civil.
- Sharifipour, M., (2006). Caractérisation des sols par propagation d'ondes analyse critique de la technique des Bender extender éléments. Thèse de doctorat de l'école centrale de Nantes.
- Shirley, D.J., & Hampton, L.D., (1978). Shear wave measurement in laboratory sediments, *Journal of Acoustics*, Vol. 63, No. 2, pp. 607-613.
- Sitharam, T. G., Ravishankar, B. V., and Patil, S. M., (2012). Liquefaction and Pore Water Pressure Generation in Sand: Cyclic Strain Controlled Triaxial. *Tests International Journal of Geotechnical Earthquake Engineering*, Vol. 3, Issue 1, 29 pp.
- Sladen, J.A., Hollander, R.D., & Krahn, J., (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Revue canadienne de géotechnique*. Vol. 22, N° 4, pp. 564-578.
- Sladen, J.A., Hollander, R.D., Krahn, J., & Mitchell, D.E., (1985). Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, pp. 579-588.
- Sulem, J., & Ouffroukh, H., (2006). Shear banding in drained and undrained triaxial tests on saturated sandstone: Porosity and permeability evolution. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 43, pp. 292–310.
- Suzuki, K., & Yanagisawa, E., (2006). Principal Deviatoric Strain Increment Ratios for Sand Having Inherent Transverse Isotropy. *International Journal of Geomechanics*, Vol. 6, No. 5. pp. 356-366.
- Tatsuoka, F., & Shibuya, S., (1992). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. *Keynote Lecture, 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok*, Vol. 2. 101-170.
- Thevanayagam, S., (1998). Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 6, pp. 479-491.
- Thomas, G., & Hryciw, R.D., (1990). Laboratory Measurement of Small Strain Shear Modulus Under Ko Conditions. *American Society for Testing and Materials*, Vol. 13, No. 2, pp. 97-105.
- Tournat, V., Guevrek, V.E., & Castagnède. (2006). Experimental study of nonlinear acoustic effects in unconsolidated granular materials 17 international Symposium on Nonlinear acoustics, 69-70.
- Vaid, Y.P., & Eliadorani, A., (1996). Instability and liquefaction of granular soils under undrained and partially drained states, *Canadian Geotechnical Journal*.

- Vaid, Y.P., Chung, E.K., & Kuerbis, R.H., (1990). Stress path and steady state. Canadian Geotechnical, Journal. Vol. 27, pp. 1-7.
- Vaid, Y.P., & Sivathayalan, S., (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta Sand in simple shear and triaxial tests. Canadian Geotechnical, J. 33, pp. 281– 289.
- Vaid, Y.P., & Thomas, J., (1995). Liquefaction and post liquefaction behavior of sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 2, pp. 163 - 173.
- Vaid, Y.P., (1994). Liquefaction of Silty Soils. Ground Failures under Seismic Condition Geotechnical Special Publication 1994, No. 44, ASCE, pp. 1-16.
- Vaid, Y.P., Chung, E.K., & Kuerbis, R.H., (1990). Stress path and steady state. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, pp. 1-7.
- Vaid, Y.P., Sivathayalan, S., & Stedman, D., (1999). Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand. Geotechnical Testing Journal, Vol. 22, No. 3, pp. 187-195.
- Verdugo, R., & Ishihara, K., (1996). The steady state of sandy soils. Soils and Foundations, Vol. 36, No. 2, pp. 81-91.
- Viggiani, G., & Atkinson, J.H., (1995-a). Interpretation of bender element testes. Géotechnique, Vol. 45 No. 1, p. 149-154.
- Viggiani, G., & Atkinson, J.H., (1995-b). Stiffness of fine-grained soil at very small strains. Géotechnique, Vol. 45. No. 2, pp. 249–265.
- Vinod, K.G., & Huiming, Z., (1997). Volume changes in undrained triaxial tests on sands Can. Geotech, J. 34: 762–772
- Wanatowski, D., & Chu, J., (2008). Effect of Specimen Preparation Method on the Stress-Strain Behavior of Sand in Plane-Strain Compression Tests. Geotechnical Testing Journal, Vol. 31, No. 4. pp. 1-13.
- Wood, F.M., (2007). The magic of sands .Can. Geotech, J. 44(11): 1329– 350 (2007) | Canada. The 20th Bjerrum Lecture presented in Oslo, 25 November 2005
- Wood, F.M., Yamamuro, J.A., & Lade, P.V., (2008). Effect of depositional method on the undrained response of silty sand. Can Geotech Journal, Vol. 45. No. 11, pp. 1525–1537.
- Yamada, S., Takamoti, T., & Sato, K., (2010). Effects on reliquefaction resistance produced by changes in anisotropy during liquefaction. 2010, Japanese Geotechnical Society vol. 50, No.1, pp. 9-25
- Yamamuro, J.A., & Lade, P.V., (1999). Static liquefaction of very loose sands. Can. Geotech J. 36. pp.579–581.
- Yamamuro, J.A., & Lade, P.V., (1997). Lade Static liquefaction of very loose sands Can. Geotech. J. 34, pp. 905 - 917.
- Yamamuro, J.A., & Wood, F.M., (2004). Effect of depositional method on the undrained behaviour and microstructure of sand with silt Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24. 751- 760.
- Yamamuro, J.A., Wood, F.M., & Lade, P.V., (2008). Effect of deposition method on the microstructure of silty sand. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 45, pp.1538-1555.

- Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikaml, T., Fujiwara, T., & Shibuya, S., (2009)** interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements. *Soils and foundations*, Vol. 49, No. 4, pp. 631-650.
- Yang, Q., Zhu, L., He, J., Yan, Z.F., and Ren R., (2012).** Experimental Study of Liquefaction Resistant Characteristics of Remodeled Clayey Sands. *Advances in Civil Engineering and Architecture Innovation*, Vol. 368 – 373, pp. 2887-2890.
- Yimsiri, S., & Soga, K., (2010).** DEM analysis of soil fabric effects on behaviour of sand *Geotechnique*, Vol. 60, No. 6, 483–495
- Yoshimine, M., & Ishihara, K., (1998).** Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, pp. 189-198.
- Yoshimine, M., (1999).** Quasi-steady state: a real behaviour. *Can Geotech, J.* 36, pp. 186–187.
- Yu, P., & Richart, F.E., (1984).** Stress ratio effect on shear modulus of dry sands. *J. Geotech. Engrg, ASCE*, 110(3), 331–345.
- Zeng, X., & Grolewski, B., (2005).** Measurement of G_{max} and Estimation of K_0 of Saturated Clay Using Bender Elements in an Oedometer. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 28, No. 3, pp 1-11.
- Zeng, X., & Ni, B., (1999).** Stress-induced anisotropic G_{max} of sands and its measurement. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, pp.741-749.
- Zhou, Y., Chen, Y., Asaka, C., & Tohru, A., (2008).** Surface-mounted Bender elements for measuring horizontal shear wave velocity of soils. *Journal of Zhejiang University - Science A*. Vol. 9, No. 11. pp 1490-1496.
- Zlatovic, S., & Ishihara, K., (1997).** Normalized behaviour of very loose non-plastic soils: effects of fabric. *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 47-56.

ANNEXE

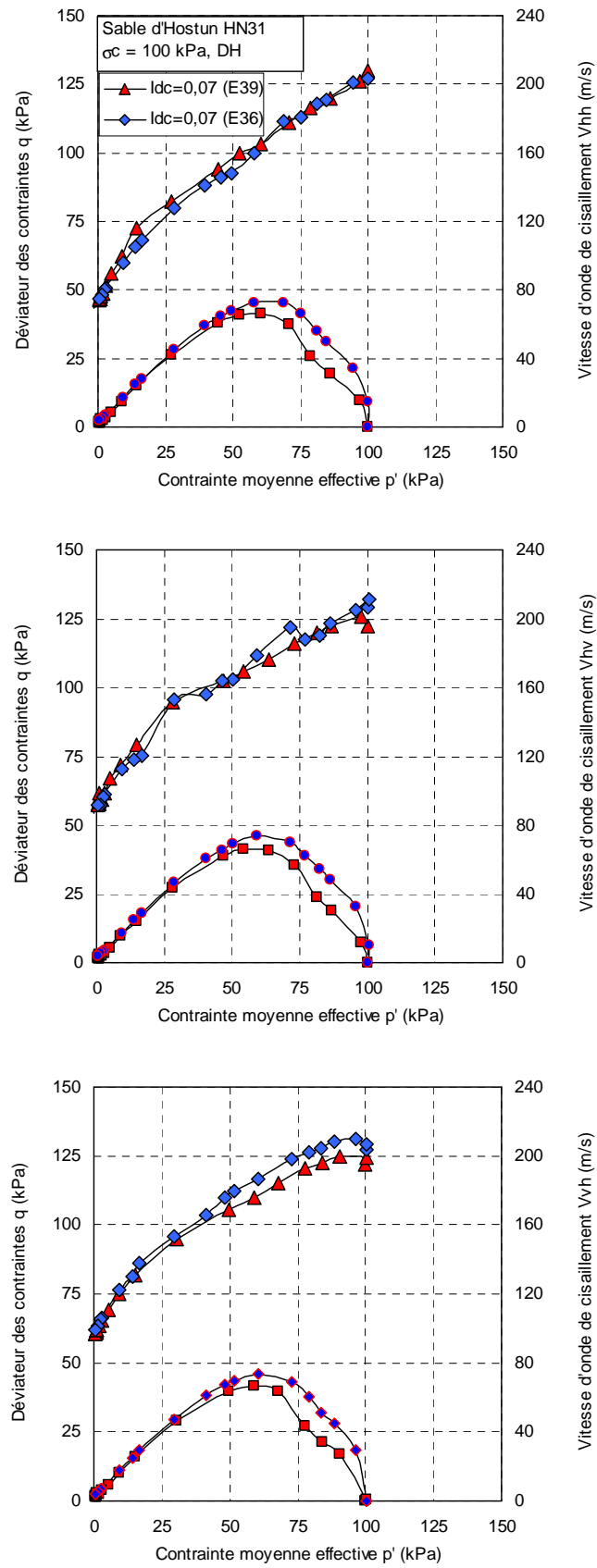


Figure 4.2. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement dans le plan (q - p').

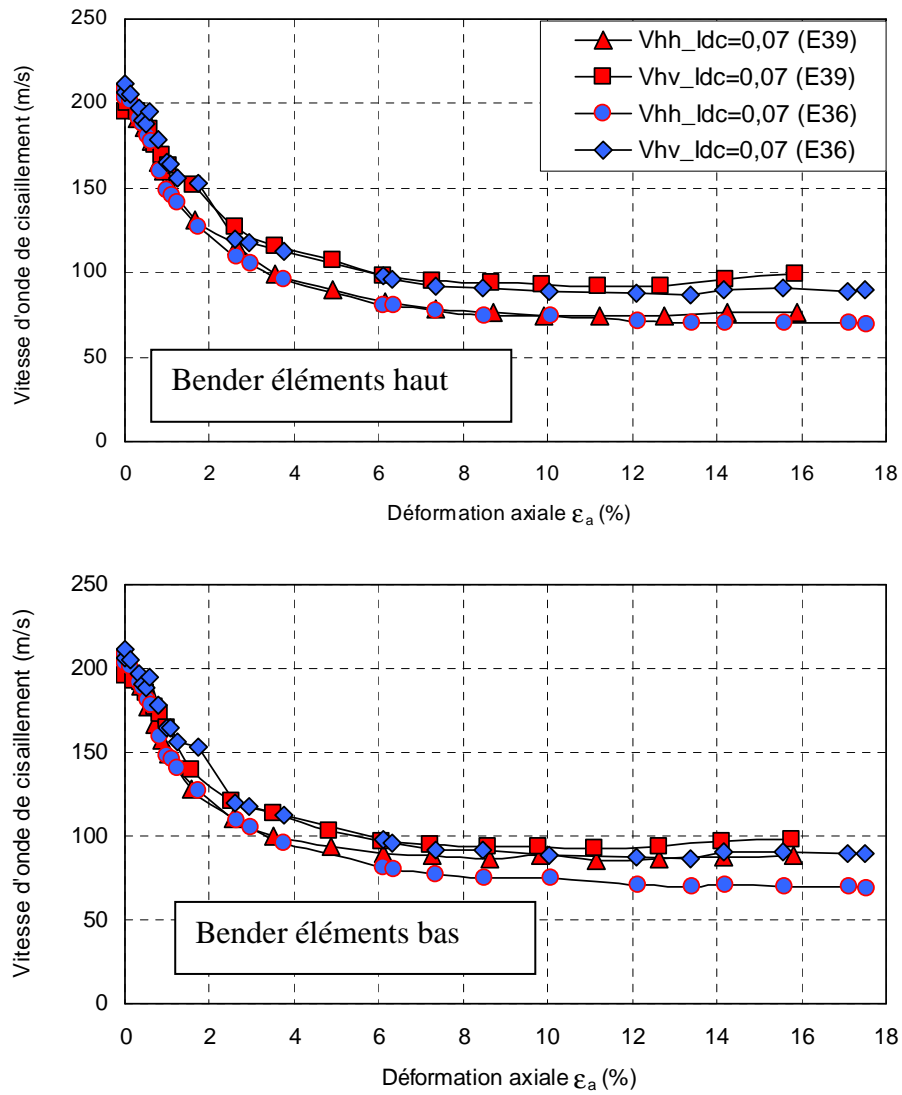


Figure 4.3. Influence de la position des Bender éléments sur l'évolution de la vitesse d'onde ; Deux capteurs (haut et bas) placés sur le pourtour latéral de l'éprouvette (essai E39), et un seul capteur placé au milieu de l'éprouvette (essai E36).

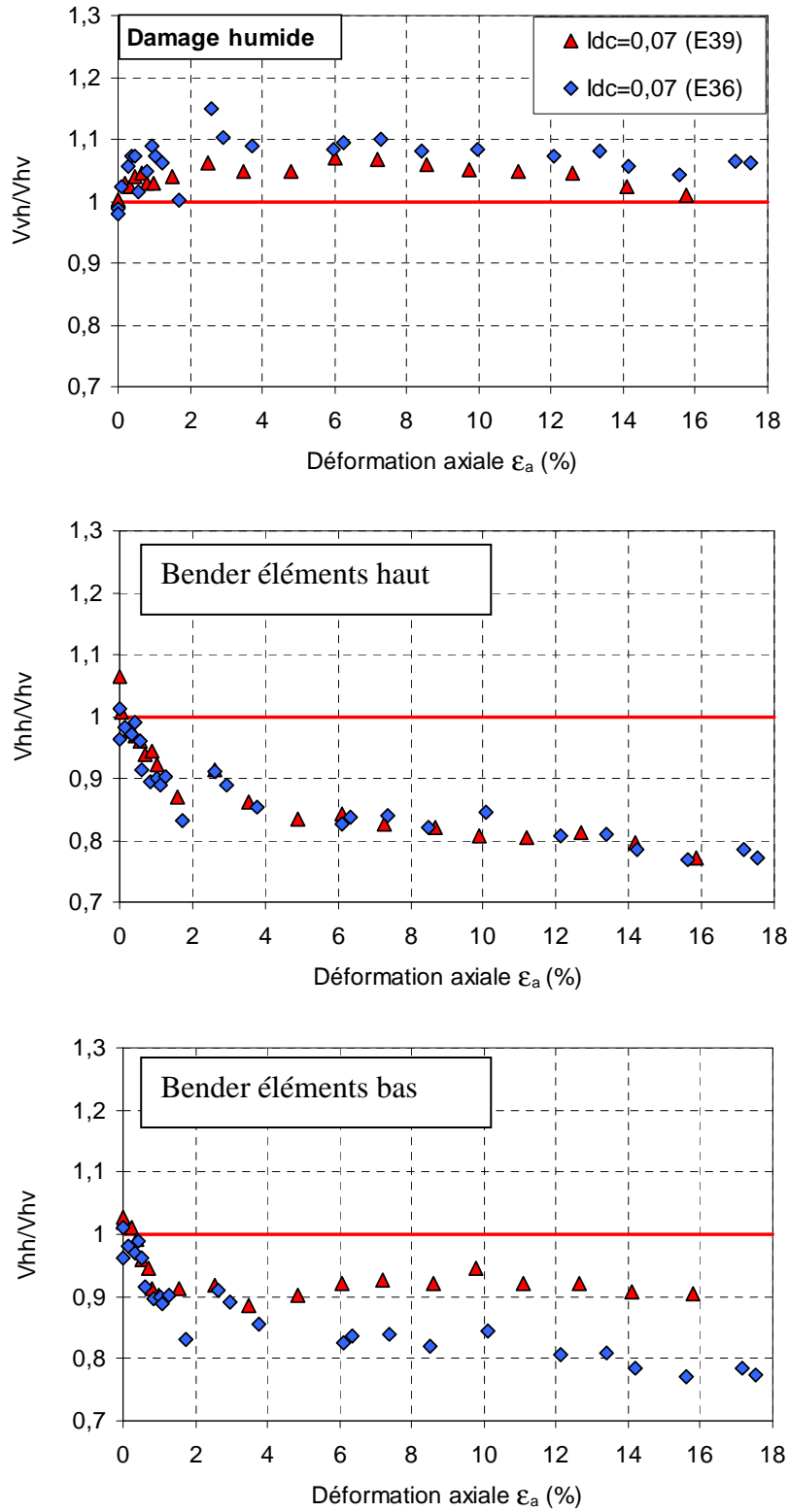


Figure 4.4. Influence de la position des Bender éléments sur l'évolution de l'anisotropie induite ; Deux capteurs (haut et bas) placés sur le pourtour latéral de l'éprouvette (essai E39), et un seul capteur placé au milieu de l'éprouvette (essai E36).

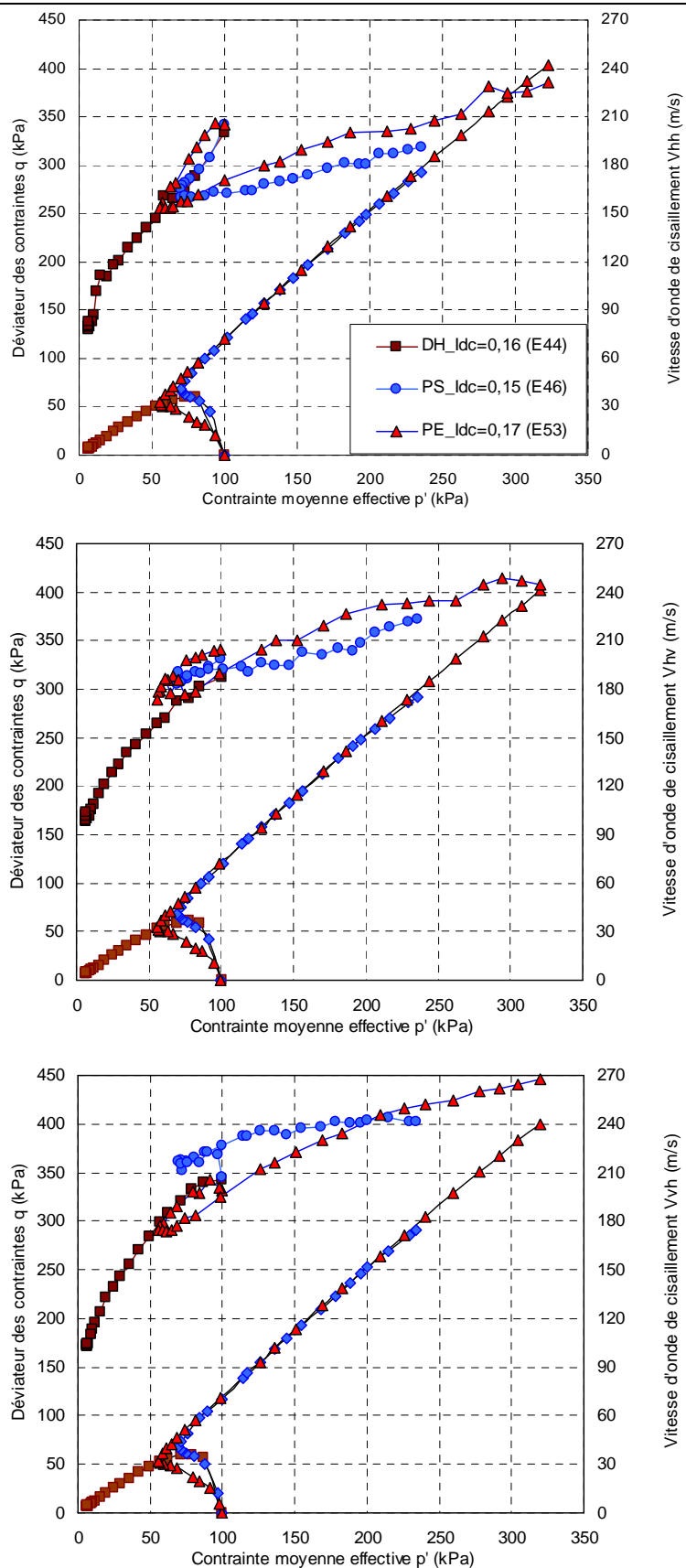


Figure 4.5. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective pour les différents modes de dépôt.

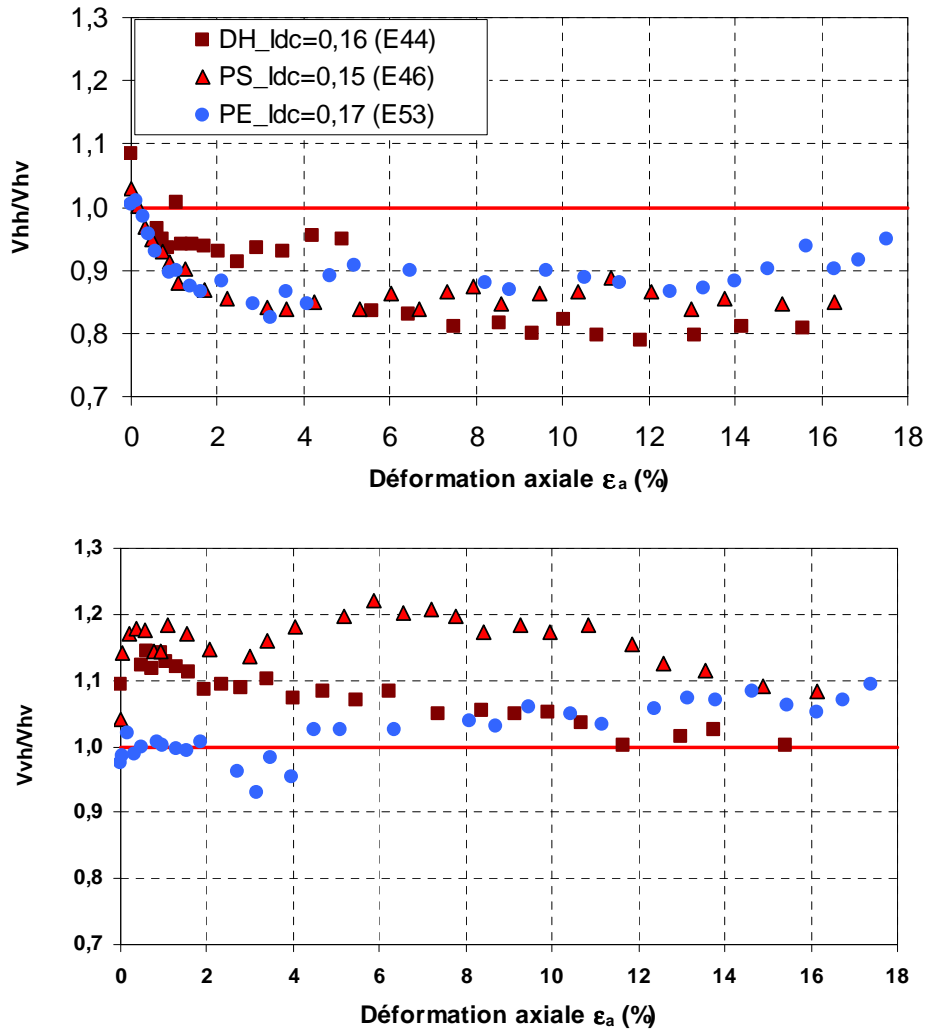


Figure 4.6. Effets du mode de dépôt sur l'évolution des indices d'anisotropie au cours de chargement.

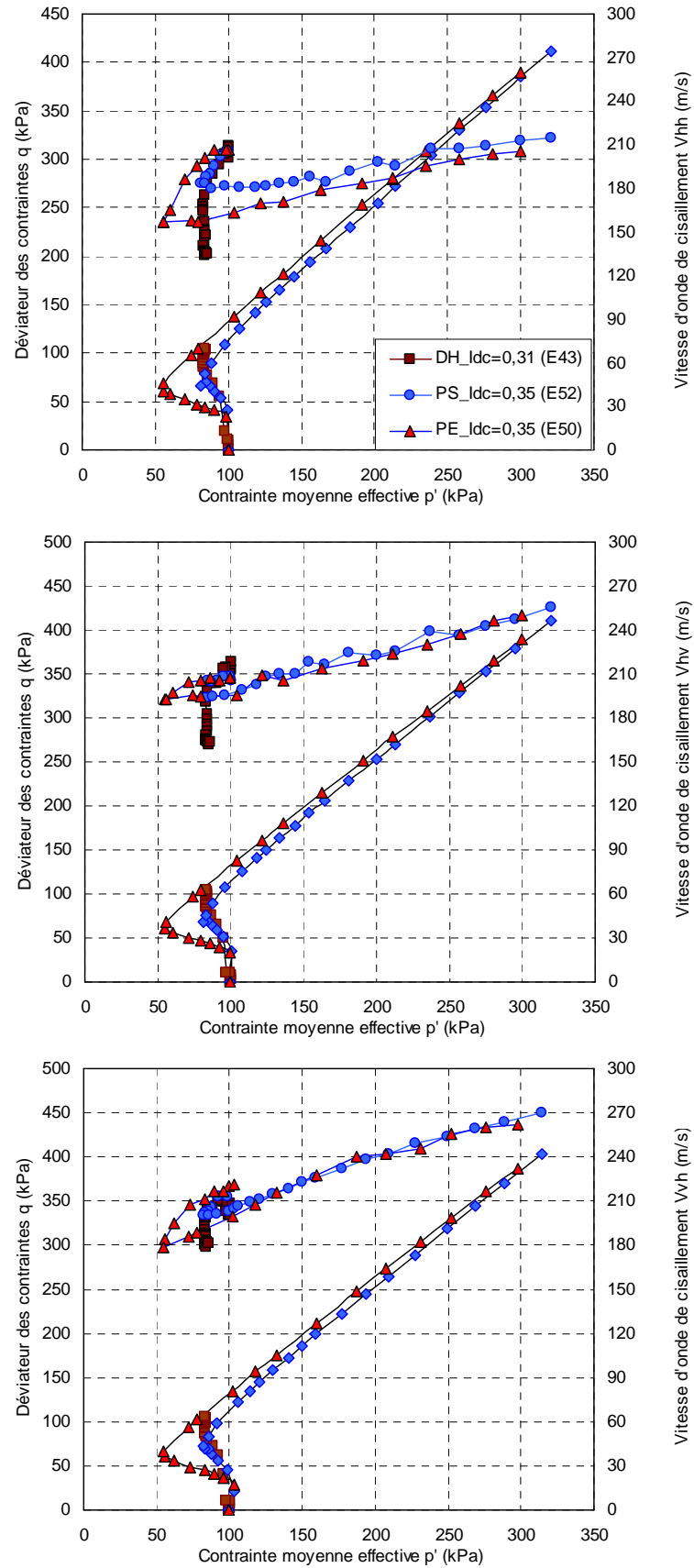


Figure 4.7. Évolution des vitesses d'onde de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne effective pour les différents modes de dépôt.

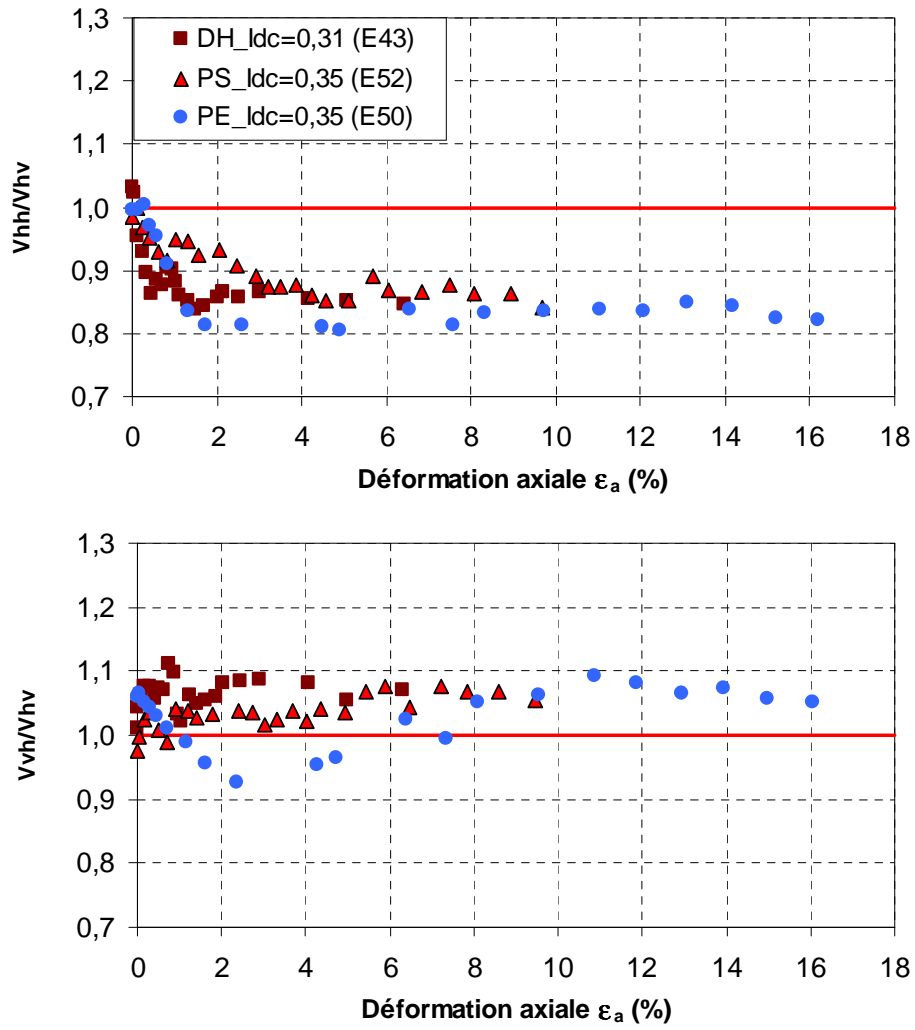


Figure 4.8. Effets du mode de dépôt sur l'évolution des indices d'anisotropie au cours de chargement.

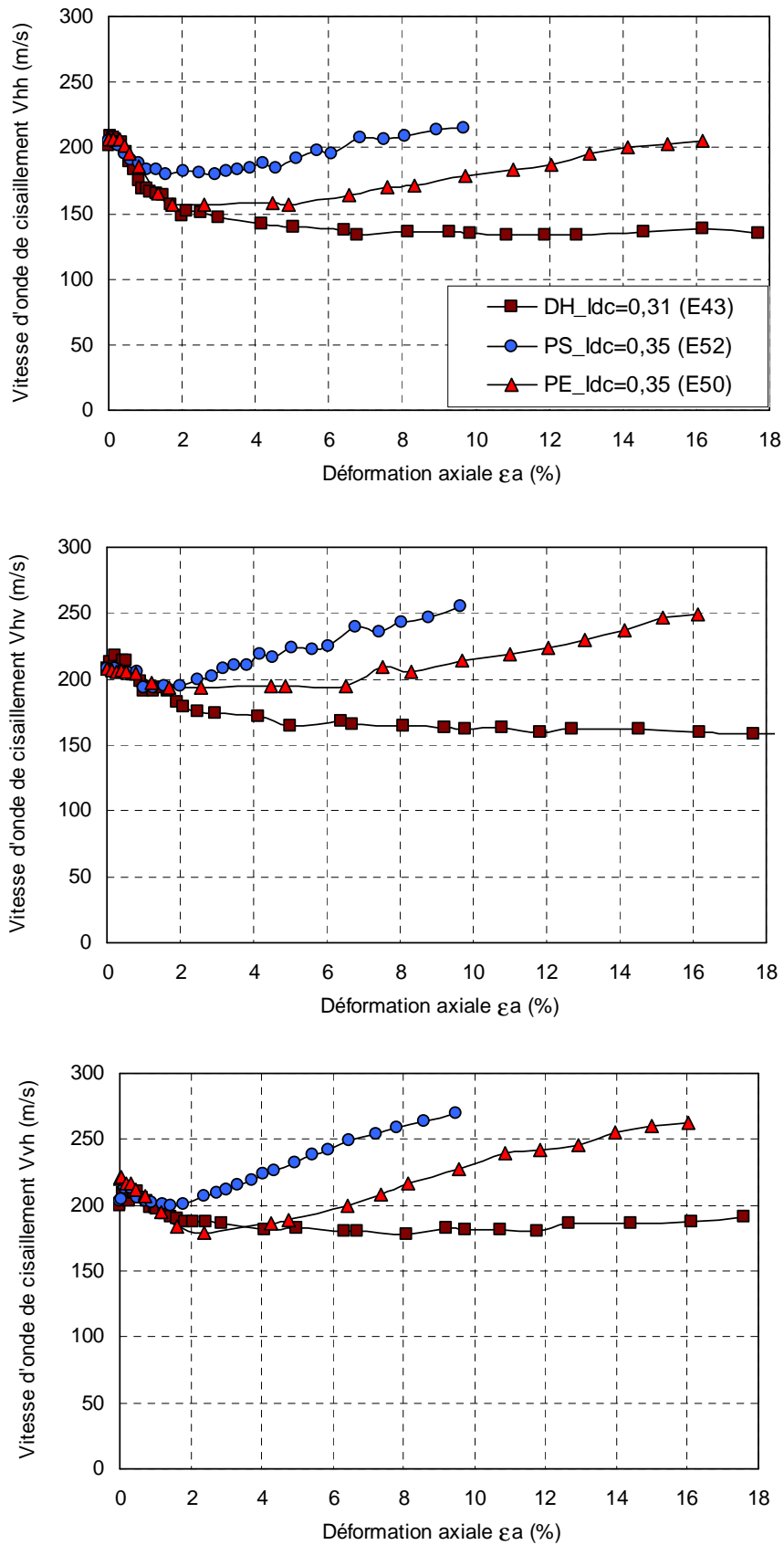


Figure 4.9. Influence du mode de fabrication d'échantillons sur l'évolution des vitesses d'onde de cisaillement au cours de chargement

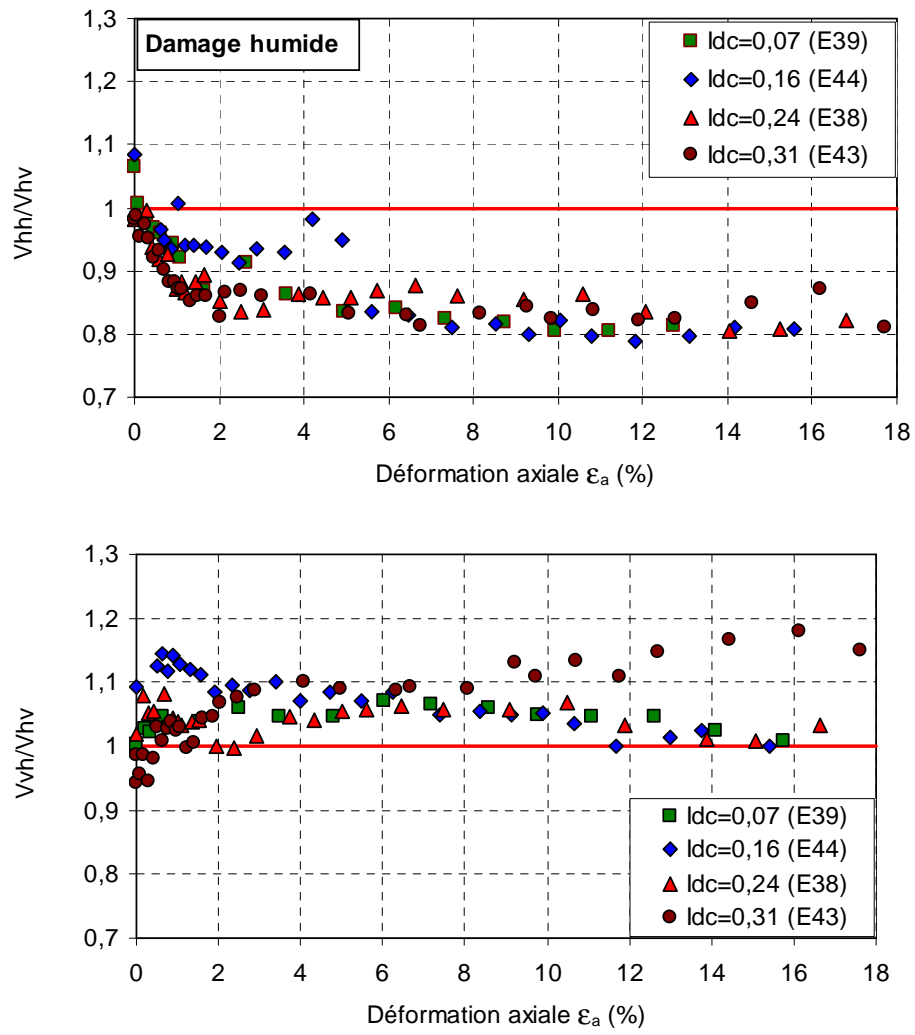


Figure 4.10. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement pour différents indice de densité.

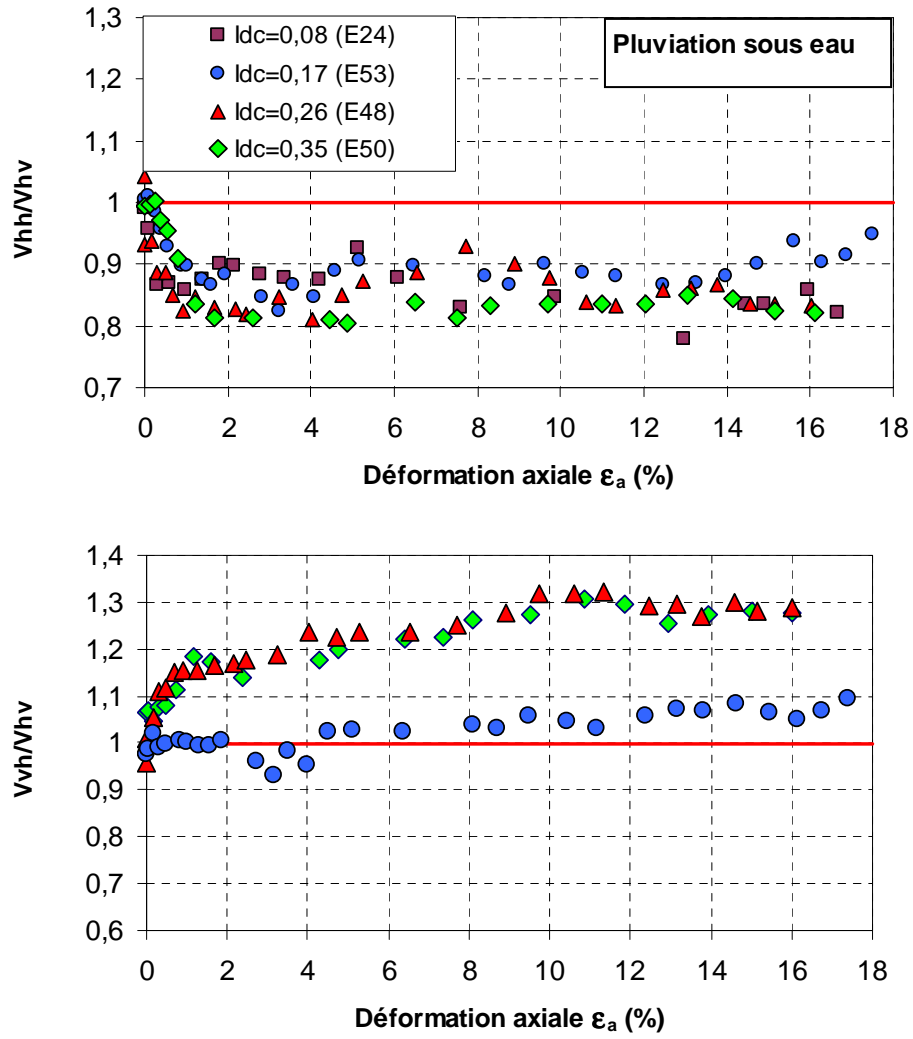


Figure 4.11. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement pour différents indice de densité.

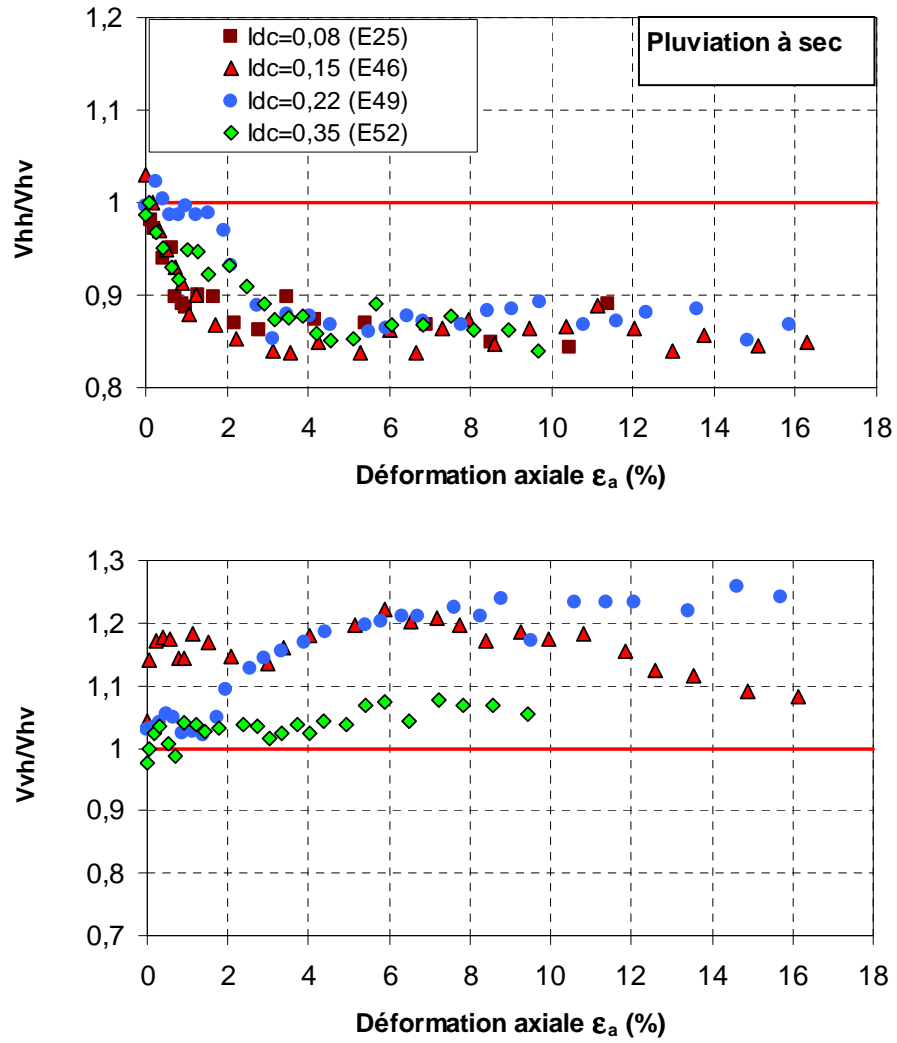


Figure 4.12. Évolution de l'indice d'anisotropie au cours de chargement pour différents indice de densité.

